

# **Integrität von Einphasen-Dichtwänden – Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen**

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina  
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines  
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte  
Dissertation

von

**Dipl.-Ing. Christian Scholz**  
aus Thale

Eingereicht am:	05.07.2004
Mündliche Prüfung am:	22.12.2004
Vorsitzender:	Prof. Dr.-Ing. K. Fricke
Prüfer:	Prof.-Dr.-Ing. J. Buß
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. H. Buddelmann

## **Vorwort des Verfassers**

Die Idee zu der vorliegenden Dissertation reifte während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS). Mit der vorliegenden Arbeit werden die gewonnenen Ergebnisse zusammengefasst.

Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann als Leiter des IGB-TUBS danke ich für die Übernahme der Berichterstattung und die entscheidende Unterstützung beim Abschluss meiner Dissertation. Für das darin liegende Vertrauen möchte ich mich an dieser Stelle herzlich bedanken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann danke ich für die bereitwillige Mitwirkung als Berichtersteller, den Herren Professoren J. Buß und K. Fricke für die Übernahme des Amtes des Prüfers und des Prüfungsvorsitzes.

Mein besonderer Dank gilt meinen wissenschaftlichen Hilfskräften, namentlich Frau S. Bock, Herrn Chr. Klose und Herrn R. Michael. Ohne ihre Hilfe und die ständige Bereitschaft wäre das Gelingen der Dissertation in dieser Form nicht möglich gewesen.

Ferner danke ich Frau B. Scheibel (Bilfinger Berger AG), den Herren Dr. A. Märten und J. Dietrich (AZ BUT) sowie Herrn G. Vitt (BEKAERT Deutschland GmbH) herzlich für ihr stetiges Interesse und die freundliche Bereitstellung sehr umfangreicher Materialmengen. Für tatkräftige Unterstützung kann ich mich zudem bei Herrn J. Grunert (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig) bedanken.

Mein besonderer herzlicher Dank gebührt meiner lieben Frau Evelin, die während der letzten zwei Jahre die Erziehung unseres Sohnes Roman auf sich genommen hat und eine Vielzahl von Stunden für diese Arbeit geopfert hat. Ohne ihre Unterstützung wäre die Realisierung der Dissertation nicht möglich gewesen. Ihr widme ich diese Arbeit.

Braunschweig, im Dezember 2004

Christian Scholz

# Inhaltsverzeichnis

	Seite
<b>1. Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2. Problemstellung</b>	<b>2</b>
<b>3. Stand der Wissenschaft und Technik zur Ausführung und Integrität von Einphasen-Dichtwänden</b>	<b>5</b>
3.1 Allgemeines	5
3.2 Schlitzwandbauweise	6
3.2.1 Allgemeines	6
3.2.2 Gegenüberstellung Schlitzwandgreifer-Frästechnologie	7
3.2.3 Gegenüberstellung Zweiphasen-Einphasenverfahren	8
3.3 Einphasen-Dichtwandmassen	10
3.3.1 Allgemeines	10
3.3.2 Anforderungen an Dichtwandsuspensionen	11
3.3.3 Anforderungen an erhärtete Dichtwandmassen	11
3.3.4 Mischungskomponenten	11
3.3.5 Herstellung von Dichtwandsuspensionen	15
3.4 Integrität von Einphasen-Dichtwänden	16
3.4.1 Allgemeines	16
3.4.2 Inhomogenität des Basishorizontes	18
3.4.3 Ausführungsmängel	18
3.4.3.1 Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich	19
3.4.3.2 Nachbrüche	20
3.4.3.3 Baustoffmängel	21
3.4.4 Überschreitung der Festigkeit	22
3.4.5 Zusammenstellung der Ergebnisse und Folgerungen	25
3.5 Mechanische Beanspruchungen von Dichtwänden aufgrund äußerer Belastungen	28
3.5.1 Allgemeines	28
3.5.2 Stand der vorliegenden Untersuchungen	28
3.5.2.1 Allgemeines	28
3.5.2.2 Stoffgesetze	28
3.5.2.3 Recherchierte Beispiele	31
3.5.2.4 Folgerungen	34
3.5.3 Voruntersuchungen zum Selbstheilungsvermögen und zur Plastizität von Einphasen-Dichtwandmassen	36

<b>4.</b>	<b>Stand der Wissenschaft und Technik zur Faserbewehrung</b>	<b>38</b>
4.1	Allgemeines	38
4.2	Grundlagen zur Faserbewehrung	38
4.3	Faserarten	40
4.3.1	Allgemeines	40
4.3.2	Stahlfasern	40
4.3.3	Synthetische organische Fasern	42
4.3.4	Natürliche organische Fasern	42
4.3.5	Mineralische Fasern	43
4.3.6	Sonderformen	44
4.4	Einsatz von Faserbewehrungen bei Einphasen-Dichtwandmassen	45
4.5	Einsatz von Faserbewehrungen bei Zweiphasen-Dichtwandmassen	47
4.5.1	Allgemeines	47
4.5.2	Untersuchungen von ALLAN ET AL.	47
4.5.3	Untersuchungen von BRINKMANN, AMANN, PREIß	52
4.6	Einsatz von Faserbewehrungen im Grundbau	54
4.6.1	Allgemeines	54
4.6.2	Bauverfahren zur Einleitung von Zugkräften im Boden	53
4.6.3	Faserbewehrte bindige Böden	56
4.7	Einsatz von Faserbewehrungen im Massivbau	62
4.7.1	Allgemeines	62
4.7.2	Herstellung von Stahlfaserbeton	64
4.7.3	Stand der Normung	64
4.7.4	Grundsätzliches zum Tragverhalten	65
4.7.5	Nachrissverhalten und Bemessung	66
4.7.6	Bruchmechanik	69
4.7.7	Modellierung des Bruchverhaltens	72
4.7.8	Einfluss der Faserbewehrung auf die Durchlässigkeit gerissener Bauteile	76
4.8	Folgerungen	78
4.8.1	Zusammenfassung und Wertung der Recherche	78
4.8.2	Folgerungen für die weitere Vorgehensweise	81
<b>5.</b>	<b>Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen</b>	<b>82</b>
5.1	Allgemeines	82
5.2	Versuchsprogramm	83
5.3	Verwendete Grundkomponenten	86
5.3.1	Allgemeines	86
5.3.2	Auswahl der Komponenten der Matrixbaustoffe	86
5.3.3	Theoretische Vorauswahl der Fasern	88

5.4	Abstimmung der Grundkomponenten und der Labortechnik	93
5.4.1	Allgemeines	93
5.4.2	Voraussetzungen	94
5.4.2.1	Ermittlung der rheologischen Grenzwerte der Dichtwandsuspensionen	94
5.4.2.2	Überprüfung der Faserverteilung	99
5.4.2.3	Laboreinmischtechnik	103
5.4.2.4	Einmischversuche - Auswahl der Fasern	104
5.5	Rheologische Kennwerte faserbewehrter Dichtwandsuspensionen	106
5.5.1	Allgemeines	106
5.5.2	Aufbereitung der Dichtwandsuspensionen und Probenherstellung	106
5.5.3	Bestimmung der rheologischen Kennwerte	106
5.5.4	Baupraktische Bedeutung der Suspensionseigenschaften	113
5.6	Bestimmung der Scherfestigkeit im jungen Probealter	117
5.6.1	Allgemeines	117
5.6.2	Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung	117
5.6.3	Versuchsergebnisse - Auswertung und Interpretation	118
5.6.4	Baupraktische Bedeutung	119
5.7	Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit	119
5.7.1	Allgemeines	119
5.7.2	Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung	119
5.7.3	Versuchsergebnisse - Auswertung und Interpretation	121
5.7.3.1	Charakterisierung der Matrixbaustoffe	121
5.7.3.2	Charakterisierung der Verbundbaustoffe	123
5.8	Bestimmung der Zugfestigkeit	131
5.8.1	Allgemeines	131
5.8.2	Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung beim Spaltzugversuch	133
5.8.3	Versuchsergebnisse der Spaltzugversuche - Auswertung und Interpretation	135
5.8.3.1	Charakterisierung der Matrixbaustoffe	135
5.8.3.2	Charakterisierung der Verbundbaustoffe	137
5.8.4	Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und –auswertung beim Biegezugversuch	140
5.8.4.1	Versuchsdurchführung	140
5.8.4.2	Versuchsauswertung	142
5.8.5	Versuchsergebnisse der Biegezugversuche - Auswertung und Interpretation	147
5.8.5.1	Tragverhalten unbewehrter und faserbewehrter Proben	147
5.8.5.2	Charakterisierung der Matrixbaustoffe	152
5.8.5.3	Charakterisierung der Verbundbaustoffe	154
5.8.6	Baupraktische Bedeutung	160
5.9	Bestimmung der Durchlässigkeit im unbelasteten und belasteten Zustand	162
5.9.1	Allgemeines	162

5.9.2	Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung im unbelasteten Zustand	164
5.9.3	Versuchsergebnisse - Auswertung und Interpretation	164
5.9.3.1	Charakterisierung der Matrixbaustoffe	164
5.9.3.2	Charakterisierung der Verbundbaustoffe	165
5.9.4	Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung im belasteten Zustand	166
5.9.4.1	Modifizierte Triaxialzelle	166
5.9.4.2	Modifiziertes Standrohr	168
5.9.5	Versuchsergebnisse - Auswertung und Interpretation	169
5.9.5.1	Charakterisierung der Matrixbaustoffe	169
5.9.5.2	Charakterisierung der Verbundbaustoffe	171
5.10	Sonderversuche zur Simulation in situ wirkender Randbedingungen	173
5.10.1	Allgemeines	173
5.10.2	Einfluss des Bodeneintrages und der Grundwassertemperatur	173
5.10.2.1	Allgemeines und Versuchsdurchführung	173
5.10.2.2	Versuchsergebnisse – Auswertung und Interpretation	174
5.10.3	Austrocknungsverhalten	179
5.10.3.1	Allgemeines	179
5.10.3.2	Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und –auswertung	181
5.10.3.3	Versuchsergebnisse - Auswertung und Interpretation	184
<b>6.</b>	<b>Vergleichsberechnungen zur Tragfähigkeit konventioneller und faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen</b>	<b>188</b>
6.1	Allgemeines	188
6.2	Betrachtete Baumaßnahmen	189
6.3	Ermittlung der Bemessungswerte	192
6.4	Ermittlung der Schnittgrößen	193
6.4.1	Allgemeines	193
6.4.2	Darstellung der Ergebnisse	193
6.4.2.1	Vergleich der Modellierung als Kontinuum und als Balken	193
6.4.2.2	Ermittlung der Baugrubengeometrien bei Ausnutzung der Bemessungsmomente	198
6.4.2.3	Fazit der Berechnungen - Diskussion des Potentials faser- bewehrter Dichtwandmassen	202
<b>7.</b>	<b>Schlussbetrachtungen</b>	<b>203</b>
7.1	Zusammenfassung	203
7.2	Ausblick	205
<b>8.</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>207</b>
	<b>Anhang</b>	

## Liste der verwendeten Abkürzungen

### Bezeichnungen, lateinische Schrift

Formelzeichen oder Abkürzung	Einheit	Bedeutung
$A$	cm <sup>2</sup>	Probenfläche
$b$	mm	Probenbreite
$b_R$	mm	Rissöffnungsbreite
$c$	kN/m <sup>2</sup>	Kohäsion
$c_u$	kN/m <sup>2</sup>	undrainierte Scherfestigkeit
$d$	m	Dicke
$d_{0,5}$	mm	Durchbiegung bis 0,5 mm (Gebrauchstauglichkeit für Stahlfaserbeton)
$d_{3,5}$	mm	Durchbiegung bis 3,5 mm (Tragfähigkeit für Stahlfaser- beton)
$D$	kNmm	Arbeitsvermögen für den Verformungsbereich i
$D_{pr}$	[%]	Verdichtungsgrad
$E$	N/mm <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul
$e_i$	mm	Hebelarm der Druck- bzw. Zugkräfte
$E_Q$	%	Wirkungsgrad
$f$	cm <sup>3</sup>	Filtratwasserabgabe
$F_{cd}$	N	Druckkraft des Probekörpers
$F^f_{ctd,i}$	N	Bemessungswert der Zugkraft
$f_{c,k}$	N/mm <sup>2</sup>	charakteristischer Wert der einaxialen Druckfestigkeit
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit
$f_{eq,ct}$	N/mm <sup>2</sup>	äquivalente Zugfestigkeit
$f_{eq,ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	mittlere äquivalente Zugfestigkeit
$f^f_{ctd,fl}$	N/mm <sup>2</sup>	Bemessungswert der Biegezugfestigkeit
$f^f_{ctd,i}$	N/mm <sup>2</sup>	Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit bei Verformungsbereich i bzw. bei der Durchbiegung $\delta$
$F_i$	%	initiale Nachbruchlast

Formelzeichen oder Abkürzung	Einheit	Bedeutung
$F_u$	N	Maximalwert der Last eines Biegezugversuchs
$h$	mm, cm	Höhe
$h_1$	cm	Abstand vom Dehnungsnullpunkt bis zur maximal zulässigen Stahlfaserbeton- bzw. DWM-dehnung
$h_2$	cm	Abstand [m] von der Stahlfaserbeton- bzw. Dichtwand-massendehnung $\varepsilon_{ct,zul.}^f$ bis $\varepsilon_{ctu}^f$
HOZ	-	Hochofenzement
$h - x$	cm	Abstand der zugseitigen Dehnungsverteilung bis zum Nullpunkt
$i$	-	hydraulischer Gradient
$k$	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert
$k_a$	-	Beiwert zur Berücksichtigung der Parabelform auf der Druckseite
$k_a^f$	-	Beiwert zur Berücksichtigung der Parabelform auf der Zugseite
$l$	mm	Auflagerabstand
$l_s$	m	Ankerabstand
$M_{Rd}$	kNm	Bemessungsmoment
$n$	-	Anzahl der Proben
$p$	bar	hydraulische Druckbeaufschlagung
$pH$	-	pH-Wert
PZ		Portlandzement
$q$	m <sup>3</sup> /a	Durchflussmenge (Pumpmenge)
$q_u$	N/mm <sup>2</sup>	einaxiale Druckfestigkeit, Bruchspannung
$R^2$	%	Bestimmtheitsmaß
$Re$	-	Reynoldszahl
$s$	mm	Verformungsweg
$t$	h, d	Probenalter, Versuchszeit
$T$	K, °C	Temperatur
$t_{24}$	ml/24h	Absetzmaß
$t_M$	s	Auslaufzeit aus dem Marshtrichter
$\ddot{u}$	m	Überschnitt zwischen benachbarten Lamellen
$U_i$	mV	induzierte Spannung
$V$	cm <sup>3</sup>	Volumen



Formelzeichen oder Abkürzung	Einheit	Bedeutung
$v$	mm/s	Verformungsgeschwindigkeit
$w$	-	Wassergehalt
$W/B$	-	Wasser-Baustoff-Wert
$x$	cm	Abstand der druckseitigen Dehnungsverteilung Parabel-Rechteck bis zum Nullpunkt
$z$	m	Tiefe
$\varnothing$	mm	Durchmesser (Probekörper)
<i>DAfStb</i>		Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau
<i>DWK</i>		Dichtwandkasten
<i>DWM</i>		Einphasen-Dichtwandmasse
<i>DWS</i>		Dichtwandsuspension
<i>KDB</i>		Kunststoffdichtungsbahn
<i>M I</i>		feststoffarmer Dichtwandbaustoff
<i>M IA</i>		feststoffarmer Dichtwandbaustoff mit Sand versetzt
<i>M IB</i>		feststoffarmer Dichtwandbaustoff bei $T = 10^{\circ}\text{C}$ gelagert
<i>M II</i>		feststoffreicher Dichtwandbaustoff

### Bezeichnungen, griechische Schrift

Formelzeichen oder Abkürzung	Einheit	Bedeutung
$\alpha$	-	Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Zähigkeit des Wassers
$\alpha^f_c$	-	Beiwert zur Berücksichtigung des Dauerstandverhaltens ( 0,85 für Normalbeton)
$\alpha_R$	-	Kennwert der Biegedruckzone für den Rechteckquerschnitt
$\alpha_{sys}$	-	Beiwert zur Berücksichtigung der geometrischen Abweichungen (nach Bild 4.1 DBV-Merkblatt)
$\beta$	N/mm <sup>2</sup>	Betondruckfestigkeit
$\delta$	mm	Durchbiegung im Biegezugversuch
$\delta_i$	mm	initiale Durchbiegung
$\varepsilon$	%	(Bruch)stauchung

Formelzeichen oder Abkürzung	Einheit	Bedeutung
$\varepsilon_{ctu}$	‰	geschätzte Betonstauchung im Druckbereich
$\varepsilon_{ctu}^f$	‰	angenommene Stahlfaserbetondehnung im Zugbereich
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	Wichte
$\gamma_{ct}^f$	-	Sicherheitsbeiwert nach den Abschnitten 6.2 bis 6.4 des DBV-Merkblatts [2001]
$\eta$	-	Sicherheitsfaktor
$\varphi$	°	Reibungswinkel
$\nu$	%	Variationskoeffizient
$\nu$	-	Poissonzahl
$\theta$	mrاد	Krümmung
$\rho$	t/m <sup>3</sup>	Feuchtdichte
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	totale Hauptspannungen
$\tau$	kN/m <sup>2</sup>	Scherfestigkeit
$\tau_f$	N/m <sup>2</sup>	Fließgrenze Bingham'scher Flüssigkeiten

## Indizes

Indizes	Bedeutung
1, 3	Hauptspannungsrichtung
10	auf 10 °C bezogen
I	Verformungsbereich I
II	Verformungsbereich II
c	Normalbeton; Druck
d	Bemessungswert
DWM	Dichtwandmasse
eq	äquivalent
f	Faser
fl	Biegung
k	charakteristischer Wert
plast.	plastisch
pr	Proctor
Rd	Bemessungswiderstand
Subst.	Substanz

Indizes	Bedeutung
Sys.	System
SZ	Spaltzug
t	Zug
u	undrainiert
W	Wasserhöhendifferenz

## Kurzfassung

Zur Sicherstellung der Abdichtungswirkung von Einphasen-Dichtwandbauwerken wird ein erheblicher Aufwand betrieben. Trotz dessen geschieht die Umsetzung häufig mit einem hinter den Erwartungen zurückbleibenden Abdichtungserfolg. Die Ursachen hierfür waren bislang weitestgehend ungeklärt.

Im Zuge der Aufarbeitung der Problemstellung wurden die quantitativen Auswirkungen verschiedenartiger Imperfektionen auf den Abdichtungserfolg anhand eines Beispielbauwerkes dargelegt. Es wurde deutlich, dass der Vermeidung durchgehender Risse eine wesentlich größere Bedeutung zukommt, als bislang angenommen wurde. Das Risiko der mechanischen Überbeanspruchung von Einphasen-Dichtwänden konnte in diesem Zusammenhang anhand von Berechnungen und in situ Beobachtungen belegt werden. Eine Kompensation dieser Überbeanspruchung wurde bislang dem Selbstheilungsvermögen von Einphasen-Dichtwandmassen (DWM) zugeschrieben. Nach eigenen Voruntersuchungen ist dem jedoch nicht so. In der Konsequenz ist dem rissbedingten Integritätsverlust entgegenzutreten. Ein möglicher Ansatz ist der Einsatz einer Faserbewehrung.

Im Rahmen der Literaturlauswertung konnten keine relevanten Quellen zur Faserbewehrung von DWM recherchiert werden. Als artverwandtes Thema ist die bislang in geringem Umfang erforschte Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen anzusehen. Ergänzend wurden einschlägige Literaturquellen für Böden und Betone ausgewertet. Insgesamt wurde deutlich, dass die der Arbeit zugrunde liegende Thematik neu erschlossen wird und nur sehr begrenzte Übertragungsansätze bestehen.

Im Laborversuchsprogramm wurde zwischen den Untersuchungen der rheologischen Eigenschaften im Suspensionszustand und den mechanisch-hydraulischen Eigenschaften im erhärteten Zustand differenziert. Bei der Erstellung des Versuchskonzepts wurde der Praxisrelevanz ein hoher Stellenwert eingeräumt. Im Zuge der Versuchsauswertungen wurden die Eigenschaften unbewehrter und faserbewehrter DWM gegenübergestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Verarbeitbarkeit der DWM durch den Faserzusatz beeinträchtigt wird. Die grundsätzliche Ausführbarkeit bleibt jedoch gegeben. Die Eigenschaften erhärteter faserbewehrter DWM unterscheiden sich signifikant von den Eigenschaften unbewehrter DWM. Es konnte gezeigt werden, dass durch die Faserbewehrung eine erhebliche Steigerung der Duktilität bei einer ebenfalls steigerbaren Zugfestigkeit bewirkt wird. Ferner werden eine feiner verteilte Rissbildung und eine verminderte Rissfortpflanzung erreicht. In der Folge kann selbst bei Verformungen, bei denen unbewehrte DWM bereits in Trennrissen vollständig versagt haben, die Abdichtungswirkung sichergestellt werden.

Im Rahmen von Vergleichsberechnungen zur Tragfähigkeit des neuen Verbundbaustoffes ‚faserbewehrte DWM‘ wurde das der Problemstellung zugrunde liegende Beispielbauwerk wieder aufgegriffen und dimensioniert. Abschließend wurden Empfehlungen zum Einsatz des neuen Verbundbaustoffes gegeben und mögliche weitere Forschungsansätze aufgezeigt.

## Summary

Great financial expense and sophisticated machinery is used to ensure the sealing effect of single-phased cut-off walls. Despite the effort, sealing effects often show results below expectations. Reasons for this were mostly unknown.

To identify the quantitative impact of various imperfections on the sealing of single-phased cut-off walls, a model structure was investigated. Discussion of the results shows a greater importance to avoid continuous cracks as assumed so far. The risk of failure due to mechanical excessive stresses in single-phased cut-off walls is verified by calculations and in-situ observations. So far, it was assumed that these excessive stresses are compensated by the self-healing ability of the slurry trench materials. Results of preliminary investigations contradict the compensation and show the need to counteract the loss of sealing integrity due to cracks. One possible way to do so is the use of fibre-reinforced material.

Literature research has not shown relevant resources on fibre-reinforced compounds in slurry trench materials. Two-phase fibre-reinforced diaphragm wall materials can be seen as a related topic but only minor research has been done in this field so far. In addition, information of relevant literature on soils and concrete was used as a resource. Based on the given information, a comparison of properties of the different materials was performed to find possible ways to transfer given knowledge. As the main result, there are only very limited ways to transfer knowledge and the subject has to be seen as a new field of research.

The program of laboratory testing was designed to distinguish between the rheological properties in the suspended state and the mechanical-hydraulic properties in the hardened state. Main priority for the research approach was given to the practical application in field-situations. During evaluation of the test results, a comparison between non-reinforced and fibre-reinforced material was performed. Results show negative effects of the fibre-reinforcement on the workability of slurry trench materials but the usability is still given. Properties of hardened reinforced and non-reinforced compound differ significantly. There is proof for considerable increase of ductility and an increase of tensile strength of the composite material due to the fibre-reinforcement. Additionally, the cracks are smaller and more scattered and the propagation of cracks is limited. As a result, the sealing of the diaphragm wall can be ensured even for deformations that would result in a failure of the sealing using non-reinforced single-phased cut-off wall.

Calculations to compare the load bearing capacity of the new composite material „fibre-reinforced slurry trench materials” include an evaluation of the model structure and a final design. At the end, recommendations are given for use of the new composite building material and topics for future research are shown.

## 1. Einleitung

Dichtwände stellen für den Bereich der Altlastensanierung und für temporäre Baumaßnahmen eine Alternative zu herkömmlichen Abdichtungssystemen dar. Sie können im Einphasen- bzw. Zweiphasen-Verfahren hergestellt werden.

Bei der Herstellung einer Schlitzwand im Zweiphasen-Verfahren werden die Lamellen im Schutz einer Bentonitsuspension abgeteuft und anschließend mit dem eigentlichen Dichtungsmaterial (i.d.R. Beton) im Kontraktorverfahren verfüllt. Hierbei kann eine Bewehrung eingestellt werden. Somit besteht die Möglichkeit, eine Zweiphasen-Schlitzwand sowohl in hydraulischer als auch in statischer Hinsicht zu beanspruchen. Bei der Ausführung von Dichtwänden im Einphasen-Verfahren stützt eine zunächst fließfähige Bentonit-Bindemittel-Suspension den offenen Schlitz während seiner Herstellung. Die selbsterhärtende Stützflüssigkeit verbleibt nach dem Abteufen im Schlitz und härtet zur eigentlichen Dichtwandmasse aus. Konventionelle Einphasen-Dichtwände übernehmen in der Folge ausschließlich abdichtende Funktionen. Der gezielte Eintrag von Lasten ist nicht möglich. Aus wirtschaftlicher und technischer Sicht ist - insofern dem nicht statische Anforderungen widersprechen - das Einphasen-Verfahren als das zu bevorzugende Bauverfahren zu bezeichnen.

Die Herstellung von Einphasen-Dichtwänden stellt an die Planung, die Bauausführung und die verwendeten Materialien hohe Anforderungen. Bei der Verwendung in einem Altlastenabdichtungssystem sind hinsichtlich der Qualität und Lebensdauer weit höhere Anforderungen als an übliche Ingenieurbauwerke zu stellen. Für diesen gesonderten Bereich wurden der Bedeutung entsprechend eine Reihe von Richtlinien und Empfehlungen erarbeitet. Diese spiegeln den derzeitigen Stand der Technik wider. Die Beachtung und Verwirklichung der aufgestellten Regeln stellt eine Grundvoraussetzung für die Sicherstellung der Integrität und Effektivität des Abdichtungssystems dar. Darüber hinaus sollte den in situ wirkenden Beanspruchungen ein gesteigerter Stellenwert eingeräumt werden. So unterliegen Einphasen-Dichtwände infolge geologischer oder baulich bedingter Baugrundbewegungen häufig nicht weiter berücksichtigten mechanischen Beanspruchungen. Aus den Beanspruchungen resultieren aufgrund des unterschiedlichen Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Einphasen-Dichtwandmasse und des Bodens z.T. erhebliche Spannungen. Diese Spannungen können zu einem Rissversagen der Dichtwand führen. Der nicht zu kalkulierende Integritätsverlust zieht einen unkontrollierten Wasserdurchtritt und eine damit verbundene nachhaltig signifikant reduzierte Abdichtungswirkung nach sich. Hieraus resultiert sowohl ein erhebliches ökologisches als auch ein wirtschaftliches Schädigungspotential.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird eine Möglichkeit zur Verbesserung der mechanisch-hydraulischen Eigenschaften von Einphasen-Dichtwandmassen (DWM) vorgestellt. Hierbei wird auf eine Faserbewehrung zurückgegriffen. Diese Thematik wird mit der vorliegenden Arbeit für DWM auf der Grundlage von Laborversuchen neu erschlossen.

## 2. Problemstellung

Bei Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen von Dichtwandbaumaßnahmen sollten nicht nur die reinen Herstellungs-, sondern auch die Bewirtschaftungskosten angemessen berücksichtigt werden. In diesem Zusammenhang sind insbesondere die Positionen des Grundwassermanagements von Relevanz. Hierzu können sowohl die Kosten für die Herstellung der notwendigen Brunnen und Peripherietechnik als auch Pump- und Entsorgungskosten gezählt werden. Im Sinne der Kostenminimierung besteht das Ziel jeder Maßnahme in einer möglichst geringen Durchlässigkeit des Dichtwandsystems und in somit nur geringem Umfang anfallenden Restwassermengen.

Bei der Bewirtschaftung von Dichtwandtöpfen muss entgegen der o.g. Forderung i.Allg. festgestellt werden, dass eine signifikante Diskrepanz zwischen der theoretisch anhand von Laborversuchen prognostizierbaren und der tatsächlich in situ bestimmten Systemdurchlässigkeit besteht. Anhand des nachfolgenden Referenzbauwerkes soll die Motivation der Arbeit dargelegt werden. Für die Berechnungen wurde das FE-Programm „SS-FLOW 3D“ zur Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmungen der GGU, Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, genutzt. Betrachtet wurde das in Abb. 2.1 skizzierte fiktive Trogbauwerk.

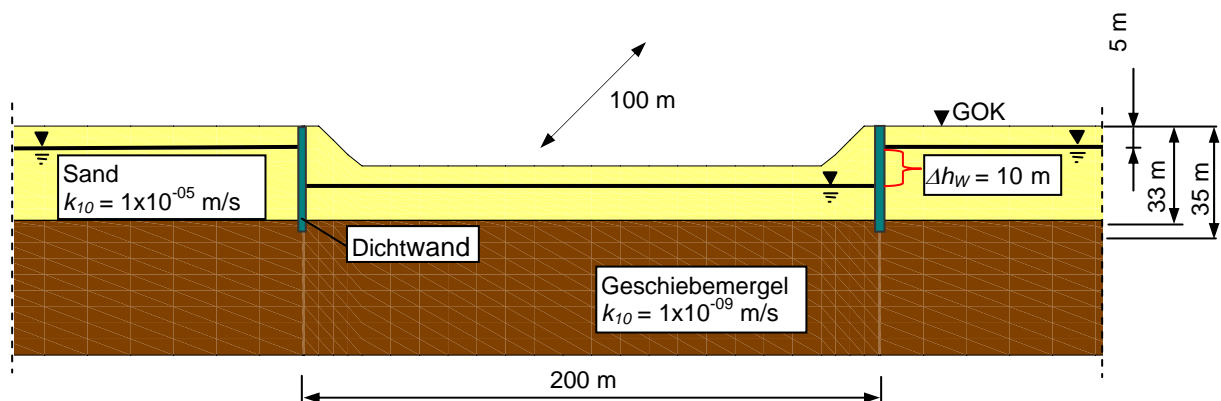


Abb. 2.1: Betrachtetes Beispiel (Ansicht des DWK - intaktes System)

Als seitliche Abschottung des Bauwerkes gegen anstehendes Grundwasser fungieren Einphasen-Dichtwände. Diese werden planmäßig in einer Dicke von  $d = 0,80 \text{ m}$  ausgebildet. Die abgewinkelte Trassenlänge beträgt  $l = 600 \text{ m}$  (Grundriss:  $200 \times 100 \text{ m}^2$ ). Bei einer Nettolänge der Primärlamellen von  $8,30 \text{ m}$  bzw.  $3,40 \text{ m}$  für die Sekundärlamellen sind 51 Primär- und 52 Sekundärlamellen zu berücksichtigen. Als Ausführungstiefe wurde einheitlich  $35,0 \text{ m}$  ab Geländeoberkante (GOK) angesetzt. Die theoretische Wandfläche beträgt somit  $21.000 \text{ m}^2$ , wovon  $18.000 \text{ m}^2$  wasserdruckbeansprucht sind. Der Baugrund wird in zwei Schichten unterteilt. Von der GOK bis in eine Tiefe von  $33,0 \text{ m}$  steht ein durchlässiger Sand an. Im Fußbereich bindet die Dichtwand  $2,0 \text{ m}$  in einen sehr schwach durchlässigen Geschiebemergel ein. Der Flurabstand des äußeren Grundwasserspiegels beträgt  $-5,0 \text{ m}$  unter GOK. Im Inne-

ren des Trogbauwerkes wird der Grundwasserspiegel auf -15,0 m unter GOK abgesenkt.

Die Berechnungsgrundlage bilden definierte Durchlässigkeitsbeiwerte für die Einphasen-Dichtwandmasse (DWM) und den Basishorizont sowie die sich für das definierte Absenkziel ergebenden Pumpmengen. Gegenübergestellt werden die theoretisch anhand von Laborwerten ableitbaren Pumpmengen und die bei einem realen Bauprojekt zu erwartenden Pumpmengen. Für den letzteren Aspekt wird die Pumpmenge aus der in situ i.Allg. realisierbaren Systemdurchlässigkeit von  $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$  abgeleitet. Dieser Wert entspricht der bislang i.d.R. vertraglich vereinbarten Systemdurchlässigkeit. Neuere Bestrebungen gehen nach KELLNER / SCHEIBEL [2004] in die Richtung, den Wert auf  $k_{\text{Sys.}} = 5 \times 10^{-09} \text{ m/s}$  abzusenken. Der Nachweis der Einhaltung dieses Wertes in situ steht bis dato jedoch noch aus.

Die Relevanz der durchzuführenden Untersuchungen kann anhand einer Gegenüberstellung der Wasserentsorgungskosten des zugrunde gelegten Trogbauwerkes verdeutlicht werden. Hierbei wird der temperaturbeeinflussten Durchlässigkeitsentwicklung von DWM Rechnung getragen. Ab einer Tiefe von 10 m unter GOK ist nach DORNSTÄDTER [1996] von einer gleich bleibenden Grundwassertemperatur von  $T \approx 10^\circ \text{ C}$  auszugehen. Zwischen den Erhärtingsbedingungen in situ und denen im Labor ( $T \approx 20^\circ \text{ C}$ ) besteht somit eine erhebliche Differenz. SCHULZ [1998] wies in diesem Zusammenhang auf die Beeinflussung des Hydratationsvorganges und eine damit verbundene Vervier- bis Verhundertfachung der Durchlässigkeit hin. Für die nachstehende Kostenbetrachtungen (siehe Abb. 2.2) wird dementsprechend nicht die für den Labormaßstab ermittelte Pumpmenge als Referenzwert zugrunde gelegt, sondern die nach SCHULZ [1998] für in situ-Temperaturverhältnisse ableitbare Pumpmenge. Hierdurch wird der Tatsache Rechnung getragen, dass es sich bei der Grundwassertemperatur um eine ‚Imperfektion‘ handelt, die weder durch bauliche noch durch qualitätssichernde Maßnahmen beeinflussbar ist.

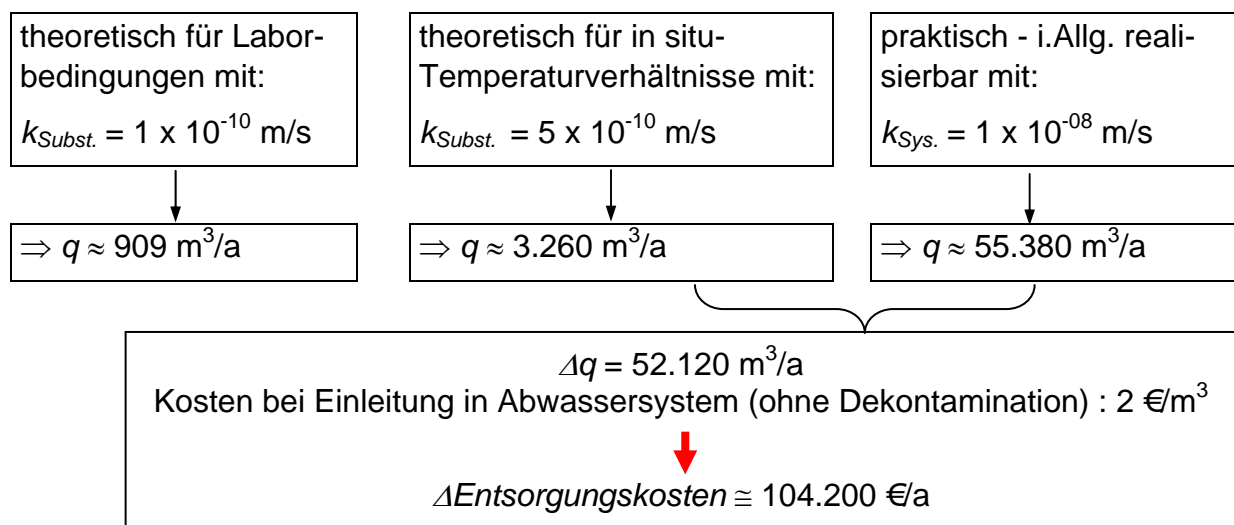


Abb. 2.2: Kostengegenüberstellung bei verschiedenen Durchlässigkeiten



Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass eine signifikante Diskrepanz zwischen der theoretisch möglichen und der real zu erwartenden Pumpmenge besteht. Anhand der somit entstehenden Entsorgungsmehrkosten wird zum einen der volkswirtschaftliche Mehraufwand verdeutlicht. Zum anderen geht auch die Bauunternehmung bei einer Überschreitung der vertragsgemäßen Pumpmenge ein erhebliches Risiko ein. BREITSPRECHER / TRUNK [2004] führen in diesem Zusammenhang aus, dass die Kosten aus überschrittener Restwassermenge und Bauverzug rasch die Kosten der eigentlichen Baumaßnahme erreichen können. Bereits bei einer Überschreitung der vertragsgemäßen Pumpmenge um 30 % beträgt das Risiko für die Bauunternehmung ein Vielfaches des kalkulierten Gewinns. BREITSPRECHER / TRUNK [2004] nennen in diesem Zusammenhang für eine Abdichtungsmaßnahme mit einer wasserdruckbeanspruchten Fläche von 11.000 m<sup>2</sup> und einer Laufzeit der Wasserhaltung von 10 Monaten ein Verhältnis von Risiko / Gewinn von 18 / 1.


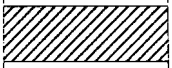
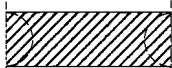

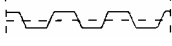
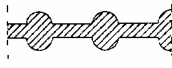
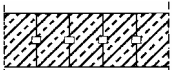


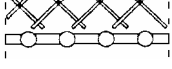
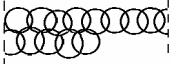
Die Ursachen für erhöhte Pumpmengen sind im Einzelnen bislang oftmals ungeklärt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird der Stand der Technik zur Ausführung und Integrität von Einphasen-Dichtwänden erläutert. Hierbei werden potentielle Ursachen für erhöhte Pumpmengen erörtert, quantifiziert und die jeweilige Relevanz diskutiert. In der Konsequenz der Diskussion wird mit der Faserbewehrung eine Möglichkeit zur Verbesserung der Integrität konventioneller Einphasen-Dichtwände aufgezeigt.

### 3. Stand der Wissenschaft und Technik zur Ausführung und Integrität von Einphasen-Dichtwänden

#### 3.1 Allgemeines

Grundwasserströmungen können durch die Erstellung vertikaler Barrieren beeinflusst bzw. unterbrochen werden. Nach dem Stand der Technik stehen hierfür Verfahren zur Verfügung, bei denen der anstehende Boden entweder ausgehoben, verdrängt oder in seiner Durchlässigkeit verringert wird. Ein Überblick über die klassischen Dichtwandssysteme wird in Tab. 3.1 gegeben.

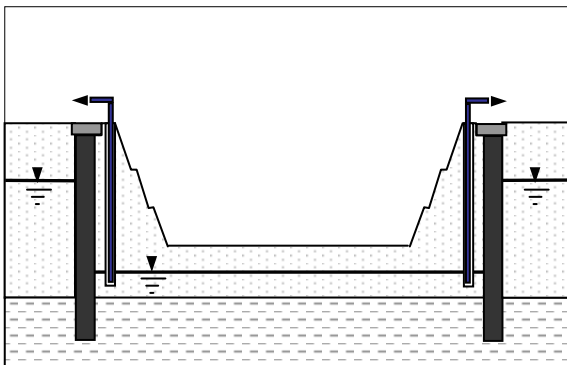
Tab. 3.1: Überblick: Klassische Dichtwandssysteme (nach JESSBERGER [1989])

Funktionsweise	Dichtwandsystem	Grundriss	Böden	Material
Aushub des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials	Überschnittene Bohrpfehlwand		abhängig vom Bohrverfahren	Beton
	Schlitzwand Einphasenverfahren		Einschränkungen bei Torf / Huminsäuren	Dichtwandmasse (z.B. Bentonit-Zement-Suspension)
	Schlitzwand Zweiphasenverfahren			Dichtwandmasse, Erdbeton, Beton (bewehrt, unbewehrt)
	Schlitzwand Kombinationsdichtung			Dichtwandmasse mit innenliegender Dichtung (z.B. KDB, Spundwand)
Verdrängung des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials	Spundwand		rammfähige bzw. rüttelfähige	Stahl
	Schmalwand			Dichtwandmasse mit Füllstoff
	Gerammte Schlitzwand			Beton
Verringerung der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens	Injektionswand		begrenzt anwendbar	Silikatgele, Zementpasten, Ton-Zement-Pasten
	Gefrierwand		kontaminierte	flüssiger Stickstoff
	Düsenstrahlwand		auch in sehr feinkörnigen Böden, begrenzt anwendbar bei humosen Bestandteilen, Findlingen	Silikatgelinjektion, Dichtwandmasse, Zementsuspension
	Überschnittene Düsenstrahlsäulen (ein- oder zweireihig)			

Werden Dichtwände für temporäre Bauhilfsmaßnahmen verwendet (siehe Abb. 3.1 a), stellt in erster Linie die Wirtschaftlichkeit des Verbaus das Hauptkriterien bei der Wahl des

Bauverfahrens dar. Für die Sicherung von Altlasten (siehe Abb. 3.1 b) sind dagegen weiterreichende Anforderungen zu stellen. Das Ziel besteht darin, die vertikalen Dichtelemente so um die Schadstoffquelle zu positionieren, dass durch den Verbund mit Basisabdichtung und Oberflächenabdeckung eine Schadstoffmigration verhindert wird. Den wichtigsten Parameter bei der Beurteilung der Effizienz eines Abdichtungssystems stellt somit das Schadstoffrückhaltevermögen dar. Dieses wird primär durch eine sehr geringe hydraulische Durchlässigkeit erreicht. Jedoch können gerade bei Materialien mit sehr geringer hydraulischer Durchlässigkeit Migrationsprozesse wie die molekulare Diffusion an Bedeutung gewinnen. Daneben sind bei der Baustoffbeurteilung die Dauerhaftigkeit und das Spannungs-Verformungs-Verhalten von Relevanz.

a) Erstellung von Baugruben



b) Einkapselung von Altlasten

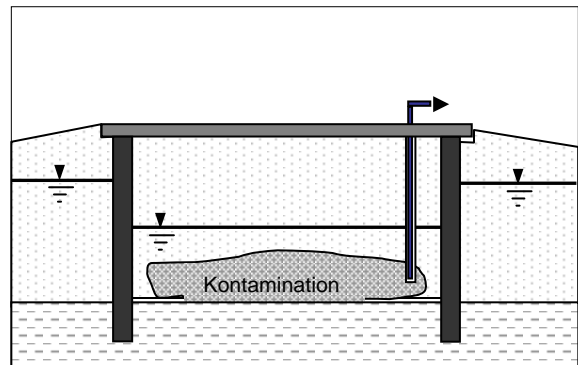


Abb. 3.1: Einsatzgebiete von Dichtwänden

Im Hinblick auf die Altlastensanierung muss bei dem heutigen Stand der Technik darauf hingewiesen werden, dass für viele Standorte eine vollständige Dekontamination durch die Begrenzung der technischen Möglichkeiten noch nicht realisierbar ist. Eine Restbelastung ist immer dann tolerabel, wenn „die freiwerdende Schadstoffmenge als eine bei lebenslänglicher Aufnahme durch den Menschen unbedenkliche Dosis bezeichnet werden kann“ (GOSSOW [1992]). Demnach bietet sich die Abgrenzung des Schadstoffherdes durch eine Dichtwand, verbunden mit einer sich anschließenden Dekontamination des geförderten Grundwassers, als eine sinnvolle und kostengünstige Alternative zu reinen Dekontaminationsmaßnahmen an.

Die Herstellung von Dichtwänden in Schlitzwandbauweise kann nach dem Einphasen- bzw. dem Zweiphasen-Verfahren erfolgen. Diese werden im Folgenden, ebenso wie die nach heutigem Stand der Technik gebräuchliche Gerätetechnik, vorgestellt.

## 3.2 Schlitzwandbauweise

### 3.2.1 Allgemeines

Die Schlitzwandtechnik geht in ihren Grundgedanken bis auf den Anfang des 19. Jahrhunderts zurück. Zur Baureife gelangte sie in den 50er Jahren des 20. Jahrhunderts durch die Weiterentwicklung der Gerätetechnik und den Einsatz neuartiger Baustoffe. Hervorgegangen ist die heutige Form der Schlitzwandbauweise aus der unverrohrten Bohrpfahltechnologie. In der Folge wurden eine Vielzahl unterschiedlicher Trägergeräte und Abbauwerk-

zeuge entwickelt. Hierbei kristallisierten sich unterschiedliche Verfahrensweisen heraus, die zwar gleichsam auf einem Bodenaushub beruhen, jedoch unterschiedliche technologische Ansätze verfolgten. Entsprechend der DIN V 4126-100 kann zwischen Ortbeton- und Fertigteilschlitzwänden sowie zwischen bewehrten und unbewehrten Einphasen- und Tonbetonschlitzwänden differenziert werden.

Für die Herstellung von Schlitzwänden wird von einer überwiegenden Zahl der deutschen Spezialtiefbauunternehmen das Greiferverfahren favorisiert. In Osteuropa und Asien kommt dagegen meist das Fräsverfahren zum Einsatz. Methoden mit kontinuierlichem Aushub (Slurry-Trench-Verfahren) mittels Schlepplöffel werden in Nordamerika erfolgreich eingesetzt. Im süddeutschen Raum wird teilweise die Schmalwand als Alternative zur gegriffenen bzw. gefrästen Dichtwand angesehen. Weitere Bestrebungen gehen in die Richtung, Kombinationssysteme aus Schlitzwänden und ergänzenden Verfahren aus der Injektionstechnik zur Ausführungsreife zu bringen.

Stellvertretend für die gegenwärtig eingesetzten Bauverfahren werden im Weiteren die Greifer- und Frästechnologie mit ihren spezifischen Vor- und Nachteilen einander gegenübergestellt.

### **3.2.2 Gegenüberstellung Schlitzwandgreifer- Frästechnologie**

Die grundlegenden Unterschiede zwischen der Greifer- und Frästechnologie liegen in der Art des Abbaus und der Förderung des auszuhebenden Bodenmaterials.

Das Arbeitsspiel eines Schlitzwandgreifers besteht aus dem Einführen des Aushubgerätes in den Schlitz, dem Lösen des Bodenmaterials durch Meißel- und Greifbewegungen und dem Fördern des Materials. Hierfür muss der Greifer aus dem Schlitz gezogen und geschwenkt werden. Diese intermittierende Arbeitsweise ist zeitintensiv und erfordert erfahrene Geräteführer. Sie birgt aber auch entscheidende Vorteile in sich. So kann jederzeit kurzfristig nach dem Erkennen von Hindernissen auf den Meißelbetrieb umdisponiert werden. Als erwünschter Nebeneffekt der intermittierenden Arbeitsweise sind der mit der ständigen Bewegung des Greifers verbundene Abbau der thixotropen Verfestigung sowie die Homogenisierung der Suspension zu sehen.

Die Einsatzbereiche der Greifertechnologie beschränken sich auf das Lockergestein. Als besonders geeignet haben sich locker gelagerte sandige und bindige Böden erwiesen. Die Grenzen des wirtschaftlichen Greiferbetriebes werden je nach anstehenden Böden bei Teufen von 40 - 50 m erreicht. Den angeführten Nachteilen stehen weitere Vorteile, wie ein vergleichsweise geringer maschineller Aufwand, verbunden mit einer mäßigen Wartungsintensität und eine hohe Leistungsfähigkeit in den o.g. Böden gegenüber.

Die Schlitzfrästechnologie zeichnet sich durch eine kontinuierliche Arbeitsweise aus. Das Bodenmaterial wird an der Sohle gelöst, zerkleinert und der Suspension beigemischt. Die mit dem Bodenmaterial aufgeladene Suspension wird unter hohem Druck durch eine Ringleitung zur Regenerierungsanlage gepumpt, gereinigt und dem Kreislauf wieder zugeführt. Während in der Regenerierungsanlage die Grobbestandteile der aufgeladenen Suspension über Grob- und Feinsiebe abgetrennt werden, müssen die Fein- und Feinstbestandteile über die Zentrifugen separiert werden. Einen erheblichen Einfluss auf den Trennungserfolg haben dabei die Zusammensetzung des Dichtwandbindemittels und die sich aufgrund der Dichtwandrezeptur einstellende dynamische Viskosität und deren zeitliche Entwicklung (ADNAN [2000]).

Unter bestimmten Bedingungen kann die Schlitzfrästechnologie eine Alternative zur konventionellen Greifertechnologie darstellen. Besonders im Hinblick auf erreichbare Teufen, Leistung und Genauigkeit ist sie i.Allg. der Greifertechnologie überlegen. Schlitzwandfräsen mit entsprechender Zahnbestückung können vom Lockersediment bis hin zum mittelharten Fels eingesetzt werden. Den angeführten Vorteilen steht ein erheblicher maschineller Aufwand mit den damit verbundenen Gerätekosten gegenüber. Des Weiteren können insbesondere ungünstige geologische Bedingungen die Möglichkeiten der Frästechnologie beeinträchtigen. So werden bindige Böden nicht wie im Greiferbetrieb in gröberen kohäsiven Brocken, sondern zumindest teilweise in fein dispergierter Form gefördert. Die Separierung dieser gelösten bindigen Anteile in der Regenerierungsanlage zieht meist nicht unerhebliche Schwierigkeiten nach sich. Die Folge ist das ‚Andicken‘ der sog. Prozesssuspension beim Durchrötern von Schluff- und Tonschichten und die damit verbundene Abnahme der Verarbeitbarkeit. Ferner kann die im Vergleich zum Greiferbetrieb intensivere Durchmischung von gelösten Bodenpartikeln und Stützsuspension beim Fräsbetrieb zu einer verstärkten Einarbeitung von Schadstoffen in die DWM führen. Probleme treten zudem bei inhomogener Bodenschichtung auf, da die jeweiligen Fräszähne nur für bestimmte Bodenarten geeignet sind.

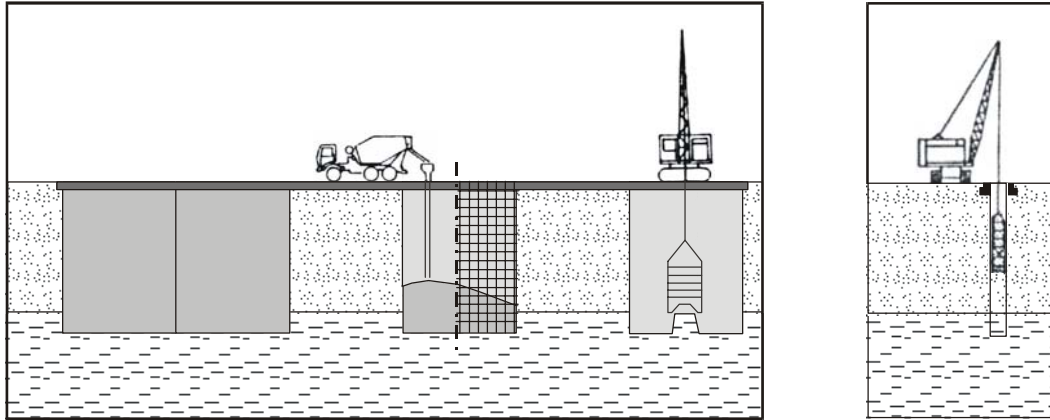
### **3.2.3 Gegenüberstellung Zweiphasen- Einphasenverfahren**

Die Räumung der Trasse von Hindernissen und das Setzen von Leitwänden stellen für beide Verfahren den Beginn der eigentlichen Schlitzarbeiten dar. Die Leitwände spiegeln den Verlauf der Trasse wider und gewährleisten die Führung des Greifer- bzw. Fräsrähmens beim Abteufen des Schlitzes. Als sekundäre Aufgabe übernehmen die Leitwände die Stützung des Erddrucks an der Schlitzoberkante und somit die Sicherung der oberen Bereiche gegen Nachbruch.

Die Schlitzwandlamellen werden gewöhnlich alternierend im Pilgerschrittverfahren hergestellt. Die maximal in einem Stück ‚nass in nass‘ realisierbare Lamellenlänge ist anhand von Standsicherheitsberechnungen des offenen Schlitzes nachzuweisen. Diese - meist als Primärlamellen bezeichneten Abschnitte – bestehen gewöhnlich aus einer ungeraden Anzahl an Einzelstichen. Beim Abteufen eines Stiches ist die möglichst lotrechte Lage des Schlitzwandgreifers zu gewährleisten. Aus diesem Grund muss sich bei den Meißel- und Grabbewegungen der Greiferschalen jeweils Material gleicher Festigkeit unter den Zähnen befinden. Entsprechendes gilt auch für die Fräsräder einer Schlitzwandfräse.

### **Zweiphasen-Verfahren**

Zweiphasenwände werden entsprechend der Begriffsbestimmung in zwei getrennten Phasen hergestellt (siehe Abb. 3.2). Dies bedeutet, dass in den einzelnen Phasen unterschiedliche Baustoffe zum Einsatz kommen. In der 1. Phase werden die Lamellen im Schutz einer Bentonitsuspension bis zur erforderlichen Teufe ausgehoben. Nach dem Erreichen der Endteufe sind an den Endflächen der Lamellen Abschallrohre anzuordnen. Das eigentliche Wandmaterial wird anschließend in der 2. Phase durch Verdrängen der Bentonitsuspension im Kontraktorverfahren eingebracht. Im Regelfall - wie bei der Erstellung von Baugruben - wird die Bentonitsuspension nach dem Einstellen einer Bewehrung gegen Beton ausgetauscht. Die so hergestellte Ortbetonschlitzwand kann als statisch wirksames Element herangezogen werden.



*Abb. 3.2: Herstellalgorithmus einer Zweiphasen-Schlitzwand*

In besonderen Anwendungsfällen - wie der Einkapselung von Altlasten - wird als 2. Phase eine besonders schadstoffresistente Dichtmasse eingesetzt. Der Dichtwand kann hierbei alleinig eine dichtende Funktion zugeordnet werden. Der Abtrag statischer Lasten ist i.d.R. nicht möglich.

Der entscheidende Vorteil des Zweiphasen-Verfahrens ist in der klaren Trennung von Stützflüssigkeit und eigentlicher Dichtmasse zu sehen. Diese kann im Gegensatz zum Einphasen-Verfahren ausschließlich für den zu erzielenden Dichtungserfolg konzipiert werden. Der Feststoffgehalt wird dabei im Wesentlichen nur durch die Pumpfähigkeit der Dichtmasse reglementiert. Als Schwachstellen von Zweiphasen-Schlitzwänden haben sich in der Vergangenheit die Fugenausbildungen herauskristallisiert. Sie stellen bevorzugt wasserwegsame Zonen dar. Zudem ist von höheren Herstellungskosten als für das im Folgenden beschriebene Einphasen-Verfahren auszugehen.

### **Einphasen-Verfahren**

Im Gegensatz zum Zweiphasen-Verfahren übernimmt der hier eingesetzte Baustoff sowohl die Funktion der Stützsuspension als auch die des im Baugrund verbleibenden Wandmaterials. Im Detail ist das Einphasen-Verfahren dadurch gekennzeichnet, dass zunächst eine Bentonit-Bindemittel-Suspension (Dichtwandsuspension) im flüssigen Zustand in den auszuhebenden Schlitz eingebracht wird, dort die Grabenwandungen stützt und anschließend zur eigentlichen Einphasen-Dichtwandmasse (DWM) aushärtet. Die Anwendbarkeit des Verfahrens setzt voraus, dass die gesamte Dichtwandlamelle innerhalb der Verarbeitungszeit des Dichtwandbaustoffes hergestellt werden kann. Die Notwendigkeit der Definition einer Verarbeitungszeit resultiert aus dem hydratisierenden Bindemittelanteil der Suspension.

Um die Gefahr von ausführungsbedingten Imperfektionen in der Wand zu minimieren, werden nach dem heutigen Stand der Technik meist Überschnittmaße zwischen den Primär- und Sekundärlamellen in Abhängigkeit von der Ausführungstiefe definiert (siehe Abb. 3.3). Nachdem die DWM der Primärlamellen einen zumindest stichfesten Zustand erreicht hat, ist das Abteufen der Sekundärlamellen möglich. Das Zahnprofil des Schlitzwandgreifers und die noch andauernde Hydratationsvorgänge des Bindemittels sichern eine gute

Anbindung zwischen Sekundär- an die Primärlamelle. Im Ergebnis entsteht bei Lagegenauigkeit der Einzelstiche eine homogene, fugenlose Wand.

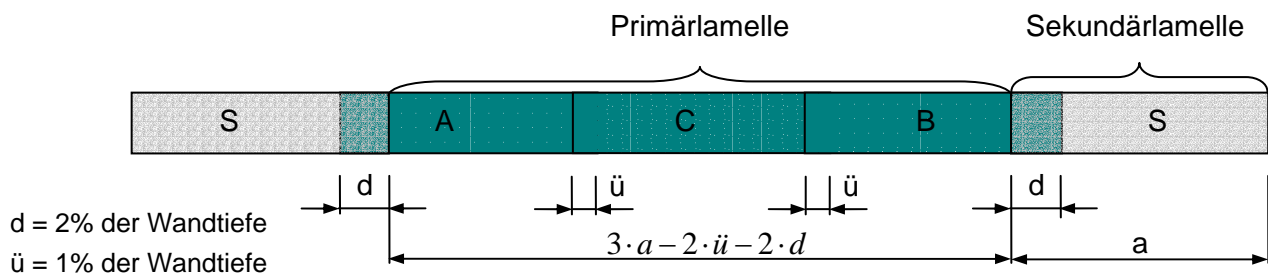


Abb. 3.3: Schlitzwandherstellung im Pilgerschrittverfahren ( 3-stichtige Primärlamelle)

Die statische Belastbarkeit konventioneller Einphasen-Dichtwände ist aufgrund der vergleichsweise geringen Druckfestigkeit und der de facto nicht anrechenbaren Zugfestigkeit nicht ohne Zusatzmaßnahmen gegeben. Aus einer reinen Dichtwand kann lediglich mit den Zusätzen „mit eingestellter Spundwand“ oder „mit eingestellten Trägern“ in begrenztem Umfang ein statisch wirksames Verbaulement gebildet werden. Hierbei wird im Prinzip der gleiche Herstellalgorithmus angewandt, jedoch werden die Tragelemente nach Fertigstellung der Lamellen und vor Erreichen der Stichfestigkeit der DWM in den suspensionsgefüllten Schlitz eingestellt. Während die Dichtwand hierbei in den Dichthorizont einbindet, können die Tragelemente auf die statisch erforderliche Länge begrenzt werden. Im Regelfall ist die Schlitzwand mit eingestellter Spundwand wirtschaftlicher als eine Ortbetonschlitzwand. Eine weitergehende Kostenersparnis kann nach DÖRENDAHL/PULSFORT [2004\_a] das Verfahren mit eingestellten Trägern bieten. Die wirtschaftlichen Vorteile gelten jedoch nur, wenn ein Verbau mit vergleichsweise geringer statischer Beanspruchung benötigt wird. Dieser Fall kann beispielsweise bei geringer Baugrubentiefe und gleichzeitig tiefliegendem Dichthorizont eintreten. In Hinsicht auf das Lastabtragungs- und das Verformungsverhalten kann sich der erhebliche Steifigkeitsunterschied zwischen DWM und den Tragelementen als problematisch erweisen.

### 3.3 Einphasen-Dichtwandmassen

#### 3.3.1 Allgemeines

Einphasen-Dichtwände können für die verschiedensten Anwendungszwecke eingesetzt werden. Dem jeweiligen Zweck entsprechend, ergeben sich spezifische Anforderungen an den einzusetzenden Baustoff. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen werden für Abdichtungen gegen nicht- oder geringbelastete Wässer i.Allg. feststoffarme natriumbasierte Baustoffe mit einer Wichte von  $\gamma \approx 11,5 \text{ kN/m}^3$  eingesetzt. Diese Baustoffe erreichen unter Laborbedingungen im Alter von 28 Tagen einaxiale Druckfestigkeiten von  $q_u = 0,2$  bis  $1,5 \text{ N/mm}^2$  und Durchlässigkeitsbeiwerte von  $k_{10} = 1 \times 10^{-09}$  bis  $1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ . Als  $k_{10}'$  wird in diesem Zusammenhang der nach DIN 18130-1 auf eine Vergleichstemperatur des durchströmenden Mediums von  $T = 10^\circ\text{C}$  bezogene Durchlässigkeitsbeiwert bezeichnet.

Ist eine erhöhte chemische Resistenz erforderlich, können feststoffreiche Baustoffe auf Calciumbentonitbasis eine Alternative bilden. Die Wichten erreichen hier Werte von  $\gamma \approx 12,5 \text{ kN/m}^3$ . Unter Laborbedingungen weisen feststoffreiche Baustoffe im Alter von

28 Tagen einaxiale Druckfestigkeiten von  $q_u = 1,5$  bis  $4,5 \text{ N/mm}^2$  und Durchlässigkeitsbeiwerte von  $k_{10} = 1 \times 10^{-10}$  bis  $1 \times 10^{-12} \text{ m/s}$  auf.

### 3.3.2 Anforderungen an Dichtwandsuspensionen

In der DIN 4127 sind die Anforderungen und Prüfverfahren von Schlitzwandtonen, vorzugsweise Bentoniten, für stützende Flüssigkeiten geregelt. Eine vergleichbare Norm für DWM des Einphasen-Verfahrens existiert nicht. Somit wird die DIN 4127 auch für die Herstellung und Prüfung von Dichtwandsuspensionen (DWS) angewendet. Aus der Baupraxis heraus werden folgende Anforderungen an DWS gestellt:

- DWS müssen in der Lage sein, an den Schlitzwandungen einen Filterkuchen auszubilden. Über diese Membran wird der hydrostatische Druck zur Stützung der Grabenwände übertragen. Die Optimierungsaufgabe besteht zum einen darin, die Fließgrenze der Suspension so hoch einzustellen, dass nur geringe Suspensionsmengen in den Baugrund abfließen können. Zum anderen ist im Interesse der Verarbeitbarkeit eine niedrige Fließgrenze erwünscht.
- DWS dürfen während der Aushubzeit einer Lamelle ihre rheologischen Eigenschaften nicht in einem Maße verändern, dass die Verarbeitbarkeit beeinträchtigt wird.
- DWS müssen auch nach dem Feststoffeintrag infolge des Aushubes so stabil sein, dass Entmischungsneigungen weitestgehend ausgeschlossen werden können.
- Das Erstarren des Bindemittelanteils sollte erst nach Beendigung der Aushubarbeiten einsetzen, um Hydratationsstörungen zu vermeiden.

### 3.3.3 Anforderungen an erhärtete Dichtwandmassen

Nach der Beendigung des Schlitzwandaushubes übernehmen die selbsterhärtenden DWM die Funktion der Abdichtung. Folgende Anforderungen sind zu stellen:

- Der Dichtwandtopf muss eine der jeweiligen Bauaufgabe angepasste Systemdurchlässigkeit aufweisen. Die Wasserdurchlässigkeit der DWM darf sich zudem im Bereich kontaminierter Wässer nicht gravierend verändern.
- Die erhärtete DWM soll ein dauerhaft plastisches Verhalten aufweisen, um Belastungen möglichst rissfrei aufnehmen zu können.
- Bodenmechanische Kennwerte der DWM wie Druckfestigkeit  $q_u$  und Verformungsmodul  $E_v$  sind an die des umgebenden Bodens anzupassen. Zudem ist aus Gründen der Erosionssicherheit eine einaxiale Druckfestigkeit von mindestens  $q_u = 0,3 - 0,5 \text{ N/mm}^2$  einzuhalten. SEITZ / HASS [1993] regen darüber hinausgehend an, die Mindestdruckfestigkeit auf  $q_u > 0,5 \text{ N/mm}^2$  zu steigern und zusätzlich Durchlässigkeitsbeiwerte von  $k_{10} < 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  zu fordern.

### 3.3.4 Mischungskomponenten

Infolge permanent steigender Anforderungen an DWM in Bezug auf die Durchlässigkeit, Druckfestigkeit, Verarbeitbarkeit und Schadstoffresistenz aber auch Wirtschaftlichkeit sind die Baustoffe einer fortwährenden Weiterentwicklung unterworfen.



Die ersten in Deutschland eingesetzten DWM bestanden aus aktiviertem Natriumbentonit, Portland- oder Hochofenzement und Wasser. Wegen noch nicht aufeinander abgestimmter chemischer Reaktionen traten erhebliche baubetriebliche Schwierigkeiten auf. Diese konnten durch den Einsatz zementstabiler Bentonite und Hochofenzemente reduziert werden. Infolge der größeren natürlichen Vorkommen an Calciumbentonit und der Forderung nach feststoffreicheren Baustoffen wurde dieser verstärkt in die Produktpaletten einbezogen. Es zeigte sich, dass die Schadstoffresistenz und die Erosionsstabilität von DWM durch die Verwendung von Calciumbentonit bei vergleichbaren rheologischen Eigenschaften erhöht werden konnte. Daneben wurden in den letzten Jahren verstärkt Mischungskomponenten wie Ton- und Gesteinsmehle und Flugaschen zur Erhöhung des Feststoffanteils erfolgreich erprobt und eingesetzt. In Bezug auf die Verbesserung der Verarbeitbarkeit, der Dichtigkeit und des Sorptionsverhaltens gelang es, spezielle Dichtwandadditive zu entwickeln.

In den folgenden Abschnitten werden die Mischungskomponenten und ihre für die Charakteristik der DWM relevanten Eigenschaften vorgestellt.

## Bentonit

Bentonit ist ein hochquellfähiger Ton, der zu 60 bis 80 Mas.-% aus dem Tonmineral Montmorillonit besteht. Montmorillonit wird der Gruppe der Smectite (quellfähige Dreischichtminerale) zugeordnet. Im Falle des Montmorillonits setzt sich jede Silikatschicht aus zwei Tetraederschichten (T-Schicht) und einer Oktaederschicht (O-Schicht) in der Abfolge TOT (→Dreischichtmineral) zusammen. Die T-Schicht besteht aus tetraedrisch koordinierten Elementarzellen, bei denen ein  $\text{Si}^{4+}$ -Zentralion von vier  $\text{O}^{2-}$ -Ionen umgeben ist (siehe Abb. 3.4).

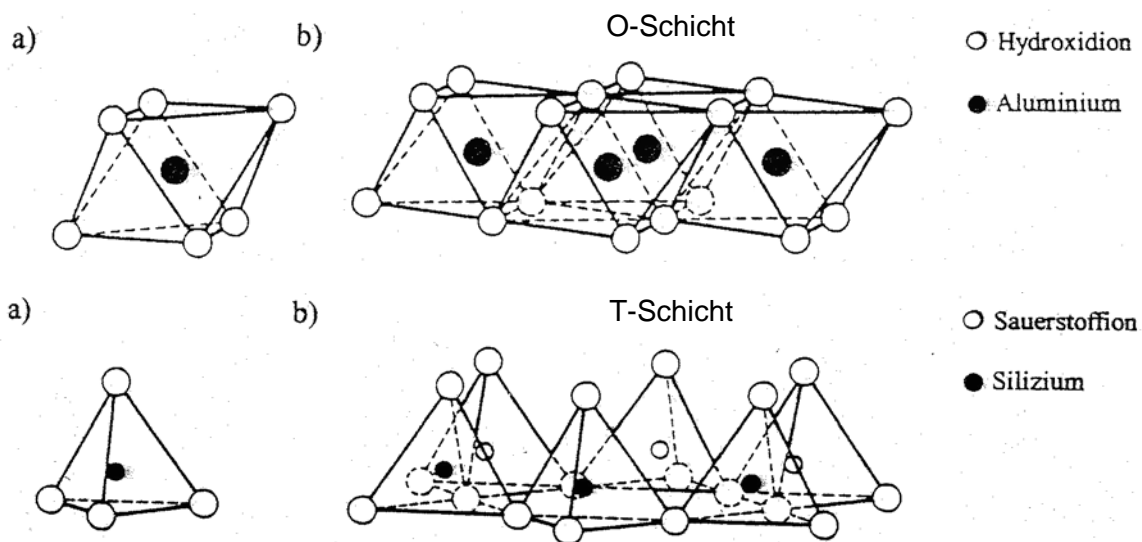


Abb. 3.4: Elementarzellen und Schichten (nach GRIM [1968])

Die  $[\text{SiO}_4]$ -Tetraeder sind stets über gemeinsame  $\text{O}^{2-}$ -Ionen miteinander verknüpft. Die O-Schicht besteht aus oktaedrisch koordinierten Elementarzellen, bei denen sich sechs  $\text{OH}^-$ -Liganden um ein Zentralion gruppieren ( $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$  oder  $\text{Mg}^{2+}$ ). Im Falle des Montmorillonits sind die Silikatschichten negativ geladen, da die  $\text{Al}^{3+}$ -Zentralionen der O-Schicht

teilweise durch  $Mg^{2+}$ -Ionen substituiert sind. Dieses Ladungsdefizit wird durch die Einlagerung von Kationen zwischen die Silikatschichten bzw. auf der Mineraloberfläche ausgeglichen. Im Fall der Einlagerung von  $Na^+$ -Ionen spricht man von einem Na- oder Wyoming-Bentonit, bei der Einlagerung von  $Ca^{2+}$ -Ionen von einem Calciumbentonit.

Bei einem ausreichenden Wasserangebot sind die zwischen die Silikatschichten eingelagerten Kationen in der Lage zu hydratisieren. Hierdurch kommt es zu einer erheblichen Abstandsvergrößerung der Silikatschichten im Tonmineral ( $\rightarrow$ Intrakristalline Quellung). Im Falle des Na-Bentonits kann dies zu einer vollständigen Trennung der einzelnen Silikatschichten führen (Delamination). Bei Ca-Bentoniten findet aufgrund der höheren elektrostatischen Anziehungskräfte (zweiwertiges Kation) nur eine begrenzte Aufweitung der Schichtzwischenräume statt (siehe Abb. 3.5). In der Suspension liegen die Silikatschichten als kartenhaus- oder bänderartige Gerüststrukturen vor. Hierdurch werden Sedimentationstendenzen stark verringert und die Suspension stabilisiert.

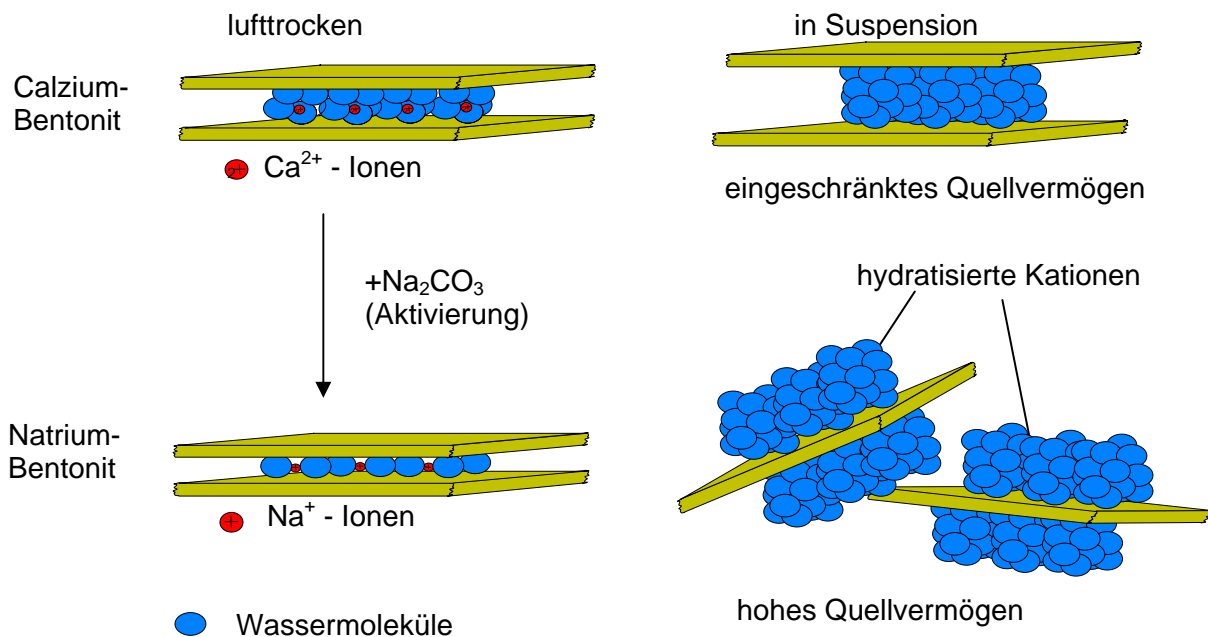


Abb. 3.5: Quellwirkung von Bentoniten (nach MÄRTEN [2004])

Neben der Wasseraufnahmefähigkeit der Bentonite ist die Thixotropie eine der baupraktisch relevanten Eigenschaften. Hierunter wird die reversible Sol - Gelumwandlung verstanden. Die Voraussetzung für diesen Effekt ist der Eintrag von Scherenergie in die Suspension, wie er beispielsweise bei den Greiferbewegungen zustande kommt.

Innerhalb einer DWS sind dem Bentonit folgende Aufgaben zugeordnet:

- Ausbildung der Gerüststruktur, in welcher das Bindemittel, die Füllstoffe und die eingebrachten Bodenteilchen in Schwebe gehalten werden.
- Ausbildung einer Membranfläche zum anstehenden Erdreich, an welcher der hydrostatische Stützdruck übertragen werden kann.
- Verminderung der Wasserdurchlässigkeit der DWM durch Quellung und Wasserbindungsvermögen.
- Schutz des empfindlicheren Bindemittels vor dem Angriff aggressiver Stoffe.

## **Bindemittel**

In der Anfangsphase der Dichtwandentwicklung wurden Zemente nach DIN 1164 als hydraulische Bindemittel verwendet. Es kamen fast ausschließlich hochsulfatbeständige Hochofenzemente zum Einsatz, die günstige Eigenschaften der DWS und hohe chemische Resistenz der abgebundenen DWM bedingen. Mit steigenden Anforderungen an die DWM wurden neben den Zementen nach DIN 1164 spezielle hydraulische Bindemittel erfolgreich eingesetzt. Im Vordergrund dieser Entwicklungen standen die Forderungen nach einem verzögerten Hydratationsfortschritt zur Gewährleistung längerer Aushubzeiten, nach verringerten Durchlässigkeiten und chemischer Resistenz. Diese Spezialbindemittel zeichnen sich gegenüber Zementen nach DIN 1164 durch einen erhöhten Anteil an Hüttensand bei relativ geringem Klinkeranteil aus. Durch das stark alkalische Milieu, das der Klinkeranteil beim Anmischen der Dichtwandsuspension ausbildet, wird der latent hydraulische Hüttensandanteil zur Hydratation angeregt.

Der Verlauf der Erhärtung einer DWM wird entscheidend durch die Hydratation des Bindemittelanteils geprägt. Die Reaktion verläuft in mehreren, fließend ineinander übergehenden Phasen. Ablauf und Dauer dieser Phasen werden maßgeblich von der chemischen Zusammensetzung und Granulometrie des Bindemittels sowie der miterhärtenden Zusatzstoffe bestimmt. Von erheblichem Einfluss ist zudem die Umgebungstemperatur.

## **Mineralische Füllstoffe**

Mit dem Ziel der Erhöhung des Feststoffanteils sowie zur teilweisen Substitution von Bentonit und Bindemittel können DWM mineralische Füllstoffe wie gering quellfähige Tonmehle, Flugaschen und Gesteinsmehle auf der Basis von Kalkstein und Quarz zugegeben werden. Diese Füllstoffe sollten unter Beachtung möglichst hoher angestrebter chemischer Resistenz sehr reaktionsträge sein und sich an ablaufenden chemischen Prozessen nicht beteiligen. In der Praxis wurde lange Zeit davon ausgegangen, dass sich ein erhöhter Kalksteinmehlzusatz positiv auf die Beständigkeit des Baustoffes gegenüber einem sauren Angriff (z.B. Kohlensäure) auswirkt. Neuere Untersuchungen von DIETRICH ET AL. [2004] weisen jedoch eine gegenteilige Wirkung aus. GRATHWOHL [1995] schreibt der Zugabe von 1,0 Vol.-% Phenolex (im Wesentlichen Flugasche bzw. gemahlene Schlacke) eine diffusionshemmende Wirkung in Bezug auf Trichlorethen, Phenanthren und Phenol zu.

Die Möglichkeit einer ‚kostengünstigen‘ Feststoffanreicherung besteht in der definierten Zugabe von Sand. Die Sandzugabe wirkt sich bis zu einem bestimmten Gehalt druckfestigkeitssteigernd und durchlässigkeitsmindernd aus. Nach eigenen Erfahrungen sollte ein maximaler Sandgehalt von ca. 25 Vol.-% nicht überschritten werden, da ansonsten eine ausgeprägte Sedimentation der Feststoffanteile und die damit verbundene Entmischung des Baustoffes zu erwarten ist.

## **Wasser**

Die für die Herstellung der DWS notwendigen Anmachwassermengen werden gewöhnlich dem Leitungswassernetz oder über Brunnen dem anstehenden Grundwasser entnommen. Eine Voraussetzung für die Verwendung von Grundwasser ist dessen chemische Unbedenklichkeit im Hinblick auf die Quelleigenschaften des Bentonits und die Hydratation des Bindemittels. Stellt sich beispielsweise das verstärkte Vorhandensein von Elektrolyten

heraus, so ist nach REUTER / MESECK [1987] mit einer starken Beeinträchtigung der Quelleigenschaften des Bentonits zu rechnen.

### **Chemische Zusätze**

Durch die Weiterentwicklungen im Bereich der Gerätetechnik ist das Abteufen sehr tiefer Schlitzte mit einer hohen Genauigkeit möglich geworden. Die erreichbare Endteufe bzw. die „nass in nass“ realisierbare Lamellenlänge wird daher nicht selten durch die Verarbeitbarkeit des Baustoffes diktiert.

Die Verwendung chemischer Zusätze kann der Hydratationsfortschritt in einem gewissen Rahmen verzögern, ohne die sich ausbildende Struktur nachhaltig zu schädigen. Aus der Betontechnologie sind zahlreiche Betonverflüssiger, Fließmittel und Erstarrungsverzögerer bekannt, auf deren Grundlage geeignete Zusätze für den Anwendungsbereich der DWM entwickelt werden konnten. So entstanden u.A. Additive auf Organo-Silan-Basis. Nach Aussagen der Herstellfirmen üben diese sowohl auf die Eigenschaften der DWS als auch die der abgebundenen DWM eine positive Wirkung aus. Angaben der HÜLS AG [1992] zufolge kann bei der Zugabe von Additiven auf Organo-Silan-Basis von verbesserten Fließeigenschaften der DWS und einem verzögerten Abbindeprozess ausgegangen werden. Zudem stellen sich modifizierte Grenzflächen- und Kapillareigenschaften der DWM ein. Als Resultat werden erschwertes oder verhindertes Eindringen und Durchströmen von Schadstoffen durch die Dichtwand genannt. In diesem Zusammenhang sind ebenso Bestrebungen zu erwähnen, den Diffusionswiderstand der Baustoffe zu erhöhen (vgl. z.B. GRATHWOHL [1995]).

### **3.3.5 Herstellung von Dichtwandsuspensionen**

Insofern nicht die Verwendung eines bestimmten Fertigbaustoffes durch die Ausschreibung vorgegeben ist, steht es der bauausführenden Unternehmung frei, einen als gleichwertig anerkannten Einphasen-Baustoff in eigener Regie aus Einzelkomponenten herzustellen.

Das Anmischen aus Einzelkomponenten kann als das traditionelle Verfahren bezeichnet werden. Die Herstellung der DWS beginnt mit dem Dispergieren des Bentonits. In der sich anschließenden notwendigen Ruhezeit quillt der Bentonit auf. Nach Abschluss des Quellvorganges erfolgt die Zugabe des Bindemittels und der mineralischen Füllstoffe in einem separaten Rührwerk.

In den letzten Jahren ist jedoch ein genereller Trend zu der Verwendung von Fertigbaustoffen zu erkennen. Die Ursachen dieser Entwicklung sind auf mehreren Ebenen zu finden. So besitzen die auf dem Markt angebotenen Baustoffe ein anerkannt hohes Qualitätsniveau. Besonders in Bezug auf die Schadstoffresistenz im erhärteten und die Verarbeitbarkeit im noch flüssigen Zustand erfüllen diese Baustoffe sehr hohe Ansprüche. Eine andere Ursache liegt in der von den bauausführenden Unternehmungen beabsichtigten Risikoteilung. In gewissen Grenzen, die von jeweiligen Lieferbedingungen abhängen, kann das ‚Baustoffrisiko‘ im Rahmen der Gewährleistungspflicht auf den Baustofflieferanten übertragen werden.

Des Weiteren verursachen Fertigbaustoffe einen wesentlich geringeren Aufbereitungsaufwand, da sie keiner Vorquellung bedürfen. Der Herstellungsprozess besteht lediglich aus

einem Mischvorgang, in welchem der Fertigbaustoff im Anmachwasser dispergiert wird. Im Rahmen zahlreicher Versuche zeigten HEITFELD [1989] und verschiedene andere Wissenschaftlern auf, dass Fertigmischungen ähnliche Spannungs-Verformungs-Eigenschaften wie herkömmliche Bentonit-Zement-Mischungen aufweisen. Nach eigenen Beobachtungen lassen Fertigbaustoffe jedoch im Vergleich zu herkömmlichen Mischungen ein eher sprödes Materialverhalten erkennen (siehe hierzu auch Kap. 5).

### 3.4 Integrität von Einphasen-Dichtwänden

#### 3.4.1 Allgemeines

Im Rahmen der Problemstellung wurde geschildert, dass bei der Bewirtschaftung von Dichtwandtöpfen eine signifikante Diskrepanz zwischen der theoretisch anhand von Laborversuchen prognostizierbaren und der tatsächlich in situ eintretenden Systemdurchlässigkeit festzustellen ist. Die Ursachen hierfür sind - neben den Auswirkungen der Grundwassertemperatur - in Imperfektionen des Abdichtungssystems zu sehen. Fehlstellen resultieren beispielsweise aus:

- natürlichen Gegebenheiten:
- Ausführungsmängeln:
- Eintreten des Bruchzustandes:
- Inhomogenität des Basishorizontes
- Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich
- Nachbrüche
- Baustoffmängel
- Rissbildung

Die Abmessungen der Fehlstellen wurden in Berechnungen nach der FEM am im Kapitel 2 beschriebenen Beispielbauwerk im Rahmen von Parametervariationen variiert, bis aus der Substanzdurchlässigkeit der DWM von  $k_{Subst.} = 5 \times 10^{-10}$  m/s im Zusammenspiel mit einer Imperfektion die in situ i.Allg. realisierbare Systemdurchlässigkeit von  $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$  m/s nachgebildet werden konnte (Vorgehensweise siehe Abb. 3.6). Hierbei wird von der *alleinigen Wirkung einer Imperfektion* ausgegangen.

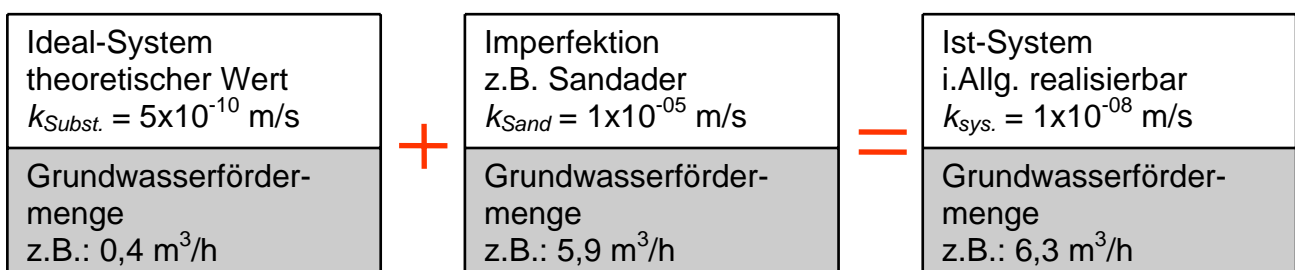


Abb. 3.6: Vorgehensweise zur Berücksichtigung von Imperfektionen

Die Berechnungen wurden nach der FEM durchgeführt. Das verwendete Programm *SS FLOW 3D* der GGU, Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, erlaubt die Berechnung stationärer Grundwasserströmungen in dreidimensionalen Systemen. Hierbei wird laminares Fließen im gewählten Berechnungsausschnitt und die daraus resultierende Gültigkeit des Gesetzes nach Darcy vorausgesetzt. Als Finite Elemente wurden Dreiecksprismen verwendet. Die tatsächliche Lösung wird elementweise durch einen linearen Ansatz angenähert.

Das zugrunde gelegte FE-Netz und die angesetzten Randbedingungen sind in Abb. 3.7 dargestellt. Insgesamt wurden ca. 81.000 Dreiecksprismen und ca. 44.000 Knoten berücksichtigt. Der Berechnungsausschnitt wurde mit  $400 \times 800 \text{ m}^2$  so gewählt, dass an den Systemrändern keine Beeinflussung durch den Einbau der Imperfektionen festzustellen waren. Für die Bearbeitung spezieller Einzelaufgaben - wie der Berücksichtigung von Rissen - wurden in den entsprechenden Bereichen zusätzliche Verdichtungen des FE-Netzes durchgeführt.

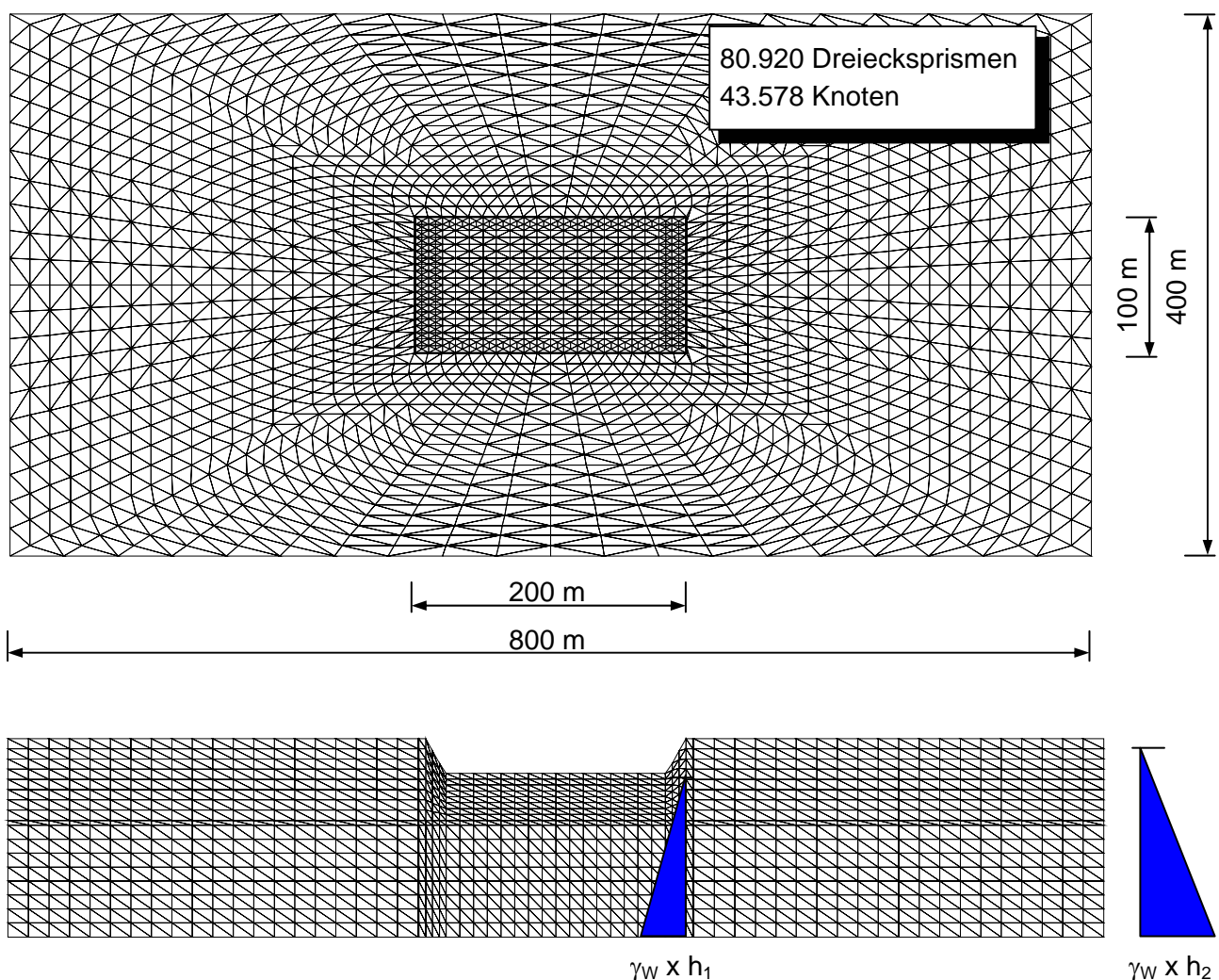


Abb. 3.7: Verwendetes FE-Modell

Im Folgenden werden die jeweiligen Imperfektionen und deren mögliche Auswirkungen im Einzelnen vorgestellt.

### 3.4.2 Inhomogenität des Basishorizontes

Der Basishorizont wird im Zuge der Planung anhand von Bohrprofilen festgelegt. Bohrungen können hier nur punktuelle Aufschlüsse liefern, so dass durchlässigkeitsrelevante Unterströmungspfade, z.B. in Form von „Sandlinsen“, nicht in jedem Fall erkannt und berücksichtigt werden können. Diese Form der Imperfektion kann allenfalls durch eine sorgfältige Baugrunduntersuchung gemindert werden - vollständig auszuschließen ist sie jedoch nicht.

Im Zuge der Untersuchungen sollten „worst cases“ berücksichtigt werden. Somit wurde für die Modellierung eine durchgehende Sandlinse mit der vollständigen Durchlässigkeit der oberen Sandschicht angesetzt (siehe Abb. 3.8).

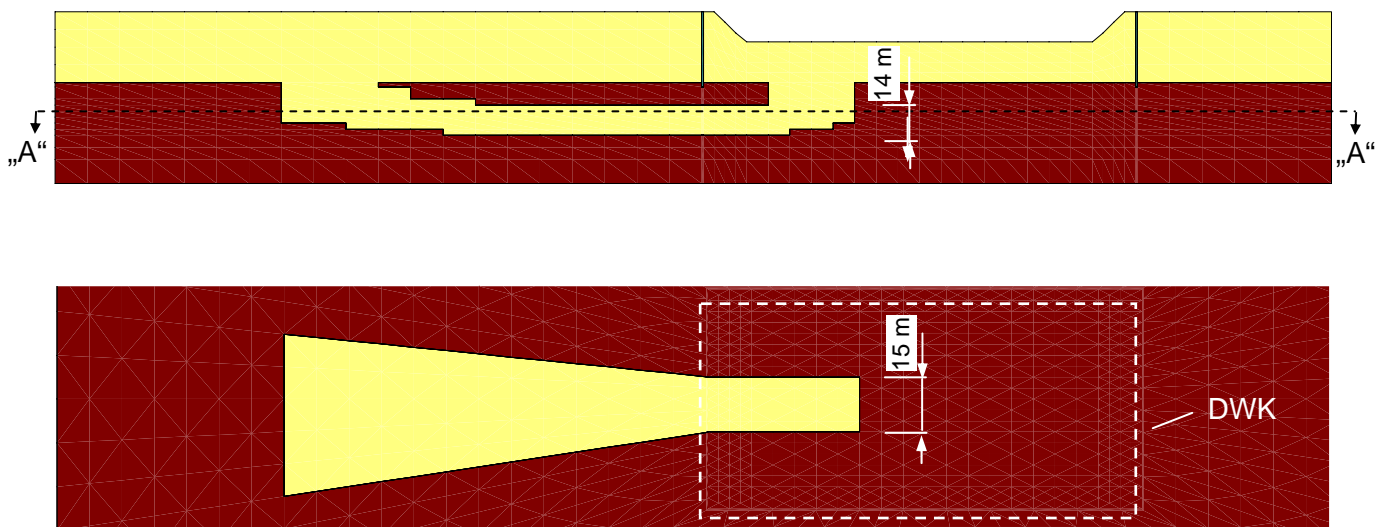


Abb. 3.8: Sandader (Ansicht und Draufsicht des DWK)

Entsprechend der vorab geschilderten Vorgehensweise wurde die Dimension der Sandlinse bei einer frei gewählten Lage so lange variiert, bis aus dem Soll-System mit einer intakten Dichtwand und einem ansonsten schwach durchlässigen Basishorizont die erhöhte Systemdurchlässigkeit  $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$  simuliert werden konnte. Im Ergebnis ergibt sich die in Abb. 3.8 dargestellte Geometrie einer möglichen Sandlinse. Bei einer zugrunde gelegten Länge der Sandader von  $l = 260 \text{ m}$  resultiert eine hydraulisch wirksame Durchströmungsfläche von  $14 \times 15 \text{ m}^2$ .

### 3.4.3 Ausführungsmängel

Im Rahmen der Qualitätssicherung von Einphasen-Dichtwänden im Altlastenbereich sind die Qualität des eingebrachten Baustoffes und die Ausführungsqualität zu überwachen. Regelungen zu Prüfumfang und Methodik werden eingehend in den GDA-Empfehlungen [1997] getroffen. Hier werden in Kapitel E 5, Tabelle 5-3.2 die relevanten Ausführungsprüfungen zusammengestellt. Es wird in Prüfungen der „Dichtwandmischung“ und der „Lagegenauigkeit des Schlitzes“ unterschieden.

Im Gegensatz zu dem im vorangegangenen Kapitel angesprochenen Aspekt ist davon auszugehen, dass herstellbedingte Imperfektionen durch ein gezieltes Qualitätsmanagement minimiert werden können. Um den jeweiligen Einfluss zu quantifizieren, wird in den weiteren Berechnungen wiederum aufgezeigt, welches Ausmaß die einzelnen Fehlstellen aufweisen müssten, um den zugrunde gelegten Durchlässigkeitsunterschied zu bewirken.

### 3.4.3.1 Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich

Der geforderte Lamellenüberschnitt ist mit zunehmender Tiefe unter Umständen nicht mehr sichergestellt, da das Aushubwerkzeug gegenüber seiner Solllage verdreht bzw. ausgelenkt werden kann. Die GDA-Empfehlungen enthalten zur Überprüfung der Lagegenauigkeit des Schlitzes mehrere Ausführungsprüfungen. So sind die Vertikalität und das Überschneidungsmaß der Wandelemente durch eine Lotung mit zwei Messseilen an den Greiferschalen bzw. durch Inklinometereinsatz zu bestimmen. Zusätzlich kann die Verdrehung der Schlitzse durch Kreiselkomпасse dokumentiert und in die Berechnung des hydraulisch wirksamen Lamellenüberschnitts einbezogen werden.

In Abb. 3.9 sind mögliche Abweichungen dargestellt, die sich während des Aushubs einstellen und ggf. auch überlagern können.

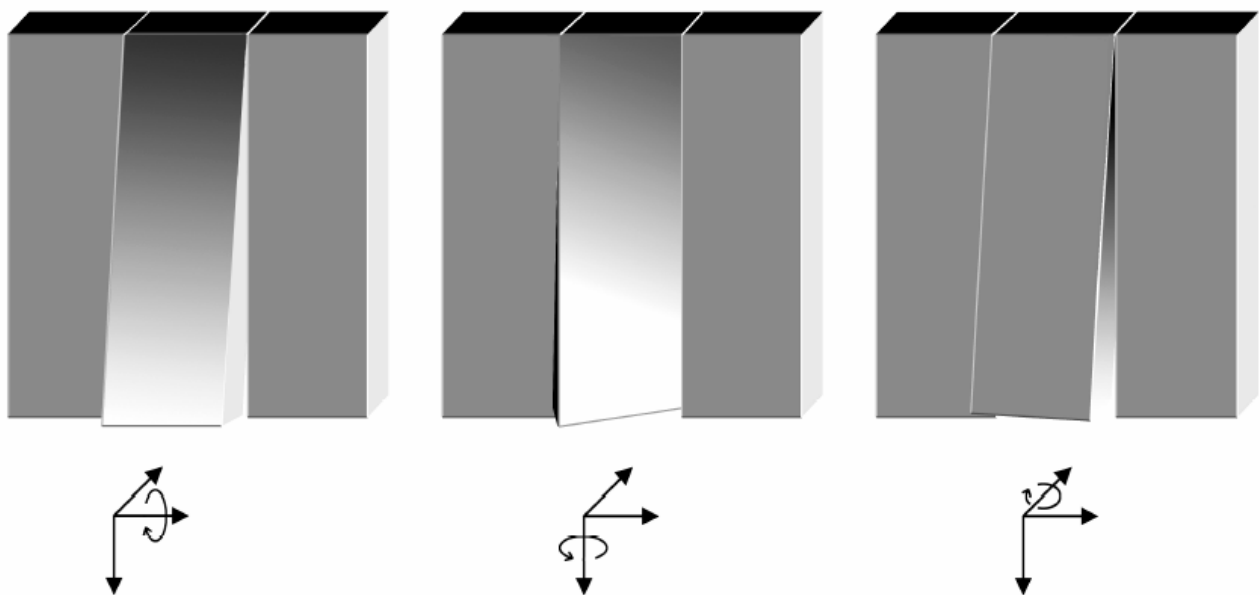


Abb. 3.9: Mögliche Lamellenabweichungen

Im Zuge der numerischen Umsetzung dieser Problemstellung wurde eine über die gesamte Dichtwandtiefe reichende Abweichung im Sinne von Abb. 3.10 angenommen.



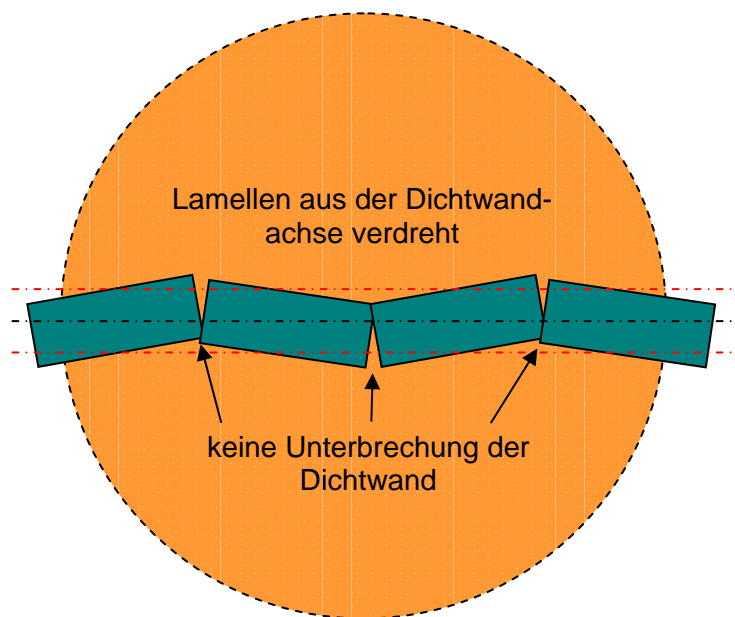


Abb. 3.10: Idealisierte Lamellenabweichung

Für die Untersuchungen wurden mangelhafte Überschnitte der Primär- und Sekundärlamellen berücksichtigt. Anhand der Berechnungen wurde ersichtlich, dass erst wenn sämtliche Lamellen einen Diagonalüberschnitt von nur 2 mm aufweisen, die zugrunde gelegte Systemdurchlässigkeit von  $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$  nachvollzogen werden kann.

### 3.4.3.2 Nachbrüche

Neben der vorab beschriebenen Überprüfung der Vertikalität und des Überschneidungsmaßes der Wandelemente kann die Vermessung der Ebenheit der Grabenwand bzw. der Dicke der Schlitzwand eine zusätzliche Maßnahme zur Sicherstellung der Integrität der Dichtwand liefern (siehe auch SCHOLZ / BERGS [2001]).

Im Rahmen der Berechnungen wurden Einschlüsse bzw. Nachbrüche von Lamellen berücksichtigt. Hierbei wurde für die Fehlstellenbereiche als worst case-Betrachtung der Durchlässigkeitsbeiwert des umgebenden Sandes von  $k_{10} = 1 \times 10^{-05} \text{ m/s}$  angesetzt.

Wiederum wurde iterativ die Dimension der Nachbruchflächen bei ansonsten idealem System bis zum Erreichen der erhöhten Systemdurchlässigkeit von  $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$  angenähert. Hierbei wurden mehrere Fehlstellen berücksichtigt. Im Detail wurden zwei Fehlstellen mit einer Breite von 10 m und drei Fehlstellen mit einer Breite von 5 m implementiert, die jeweils eine Höhe von 0,5 m aufwiesen (siehe Abb. 3.11).

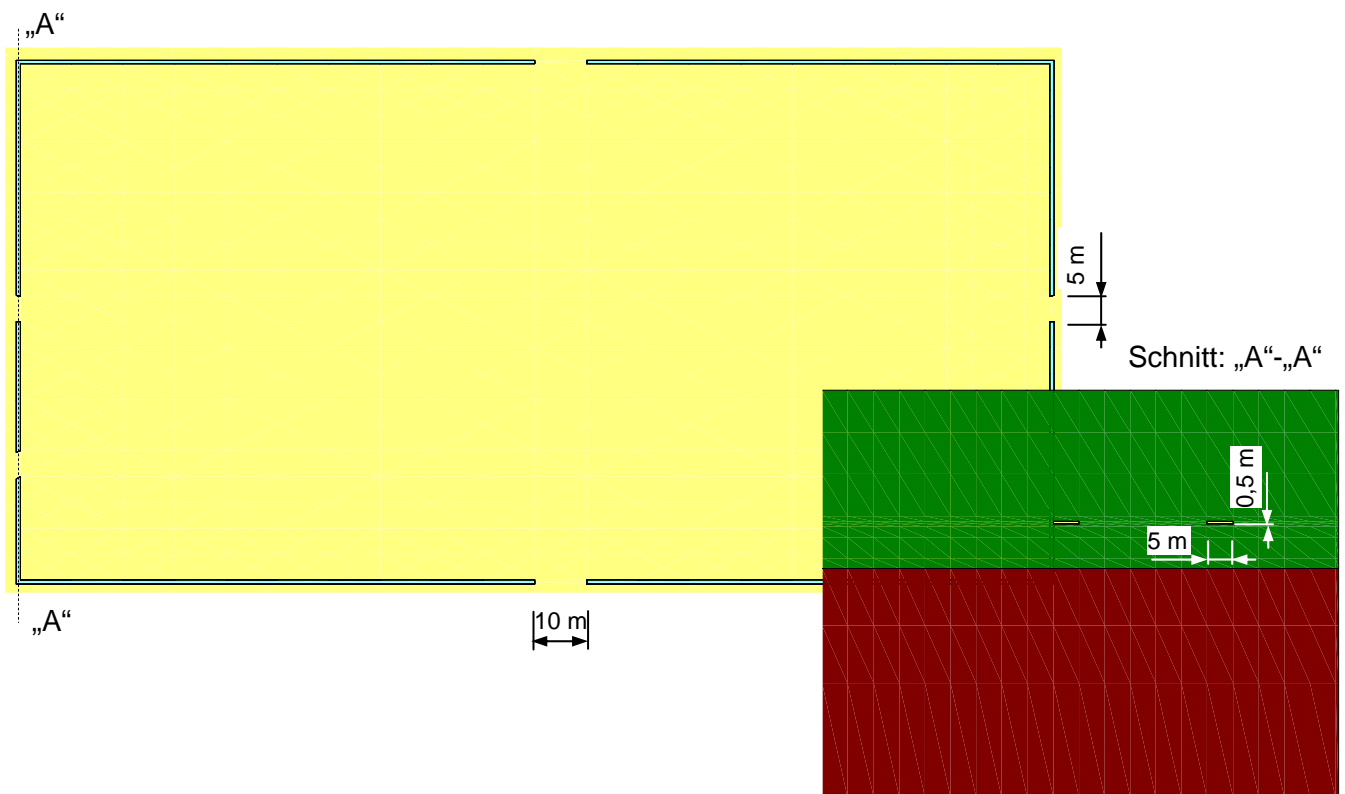


Abb. 3.11: Nachbruch (Draufsicht und Schnitt durch den DWK)

### 3.4.3.3 Baustoffmängel

Zur Überprüfung der Qualität des eingebrachten Baustoffs werden in den GDA-Empfehlungen neben Versuchen zur Bestimmung der rheologischen Eigenschaften der DWS auch Feststoffuntersuchungen zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit und des Durchlässigkeitsbeiwertes aufgeführt. Die Größe des Durchlässigkeitsbeiwertes nimmt im Qualitätsmanagement eine besondere Relevanz ein, da ihr ein entscheidender Einfluss auf die Effektivität des ausgeführten Dichtungssystems zugebilligt wird.

Im Rahmen der Berechnungen wurden lokal begrenzte Bereiche mangelhaften Baustoffes berücksichtigt. Für die mangelhaften Bereiche wurde ein Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{Subst.} = 1 \times 10^{-07} \text{ m/s}$  angesetzt. Wie zuvor, wurden die Bereichsabmessungen des mangelhaften Einbaus iterativ angenähert, bis aus dem Ideal-System die erhöhte Systemdurchlässigkeit  $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$  nachgestellt werden konnte. In Abb. 3.12 sind die notwendigen Wandflächen dargestellt. Insgesamt mussten vier über die gesamte Lamellenhöhe reichende Wandabschnitte mit einer jeweiligen Breite von 20 m in ihrer Durchlässigkeit heraufgesetzt werden. Dementsprechend wären ca.  $2.400 \text{ m}^2$  (bzw. 13 % der wasserdruckbeanspruchten Fläche) mangelhaften Materials zu berücksichtigen.

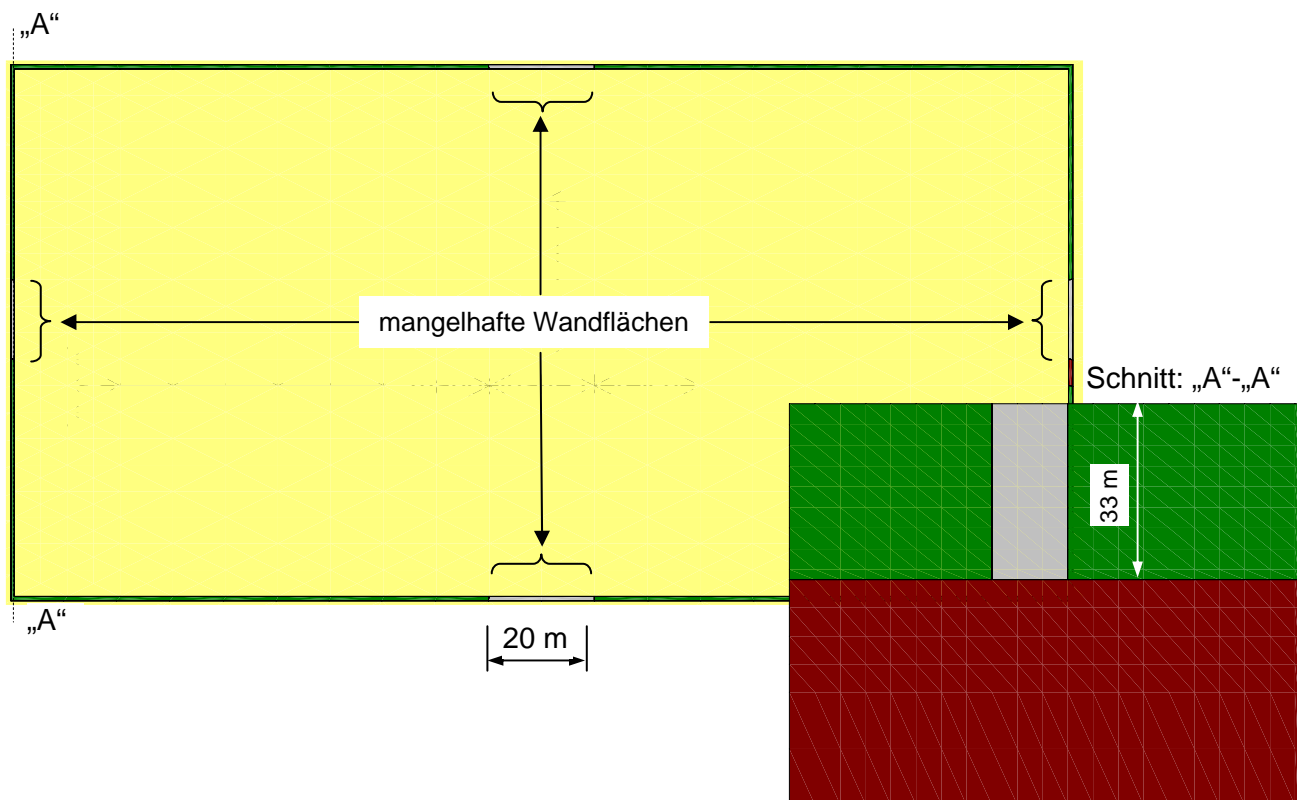


Abb. 3.12: Baustoffmängel (Draufsicht und Schnitt durch den DWK)

### 3.4.4 Eintreten des Bruchzustandes

Einphasen-Dichtwände unterliegen infolge geologischer oder baulich bedingter Veränderungen häufig nicht weiter berücksichtigten Bodenbewegungen. Diese Bewegungen führen zu Verformungen der Dichtwand. Wird dabei die Bruchdehnung des Dichtwandmaterials überschritten, stellt sich ein Rissversagen der Dichtwand ein. Der nicht zu kalkulierende Integritätsverlust kann einen unkontrollierten Wasserdurchtritt und einen damit verbundenen nachhaltig signifikant reduzierten Abdichtungserfolg bewirken.

Für die Untersuchungen rissbedingter Auswirkungen auf den Abdichtungserfolg wurde ebenso das FE-Programm „SS-FLOW 3D“ genutzt. Das Programm setzt die Anwendbarkeit des Darcy'schen Gesetzes voraus. Somit ist zu prüfen, inwieweit der Gültigkeitsbereich für die Durchströmung im engsten durchströmten Querschnitt (Riss) gilt. Hierfür sind eine Betrachtung des im Rissbereich wirksamen hydraulischen Gradienten und der Reynoldszahl  $Re$  relevant. Als Grenzwert für laminare Strömungen wird i.Allg.  $Re = 10 [-]$  angenommen. Abb. 3.13 gibt in diesem Zusammenhang die kritischen Druckgradienten in Abhängigkeit von der Spaltweite an.

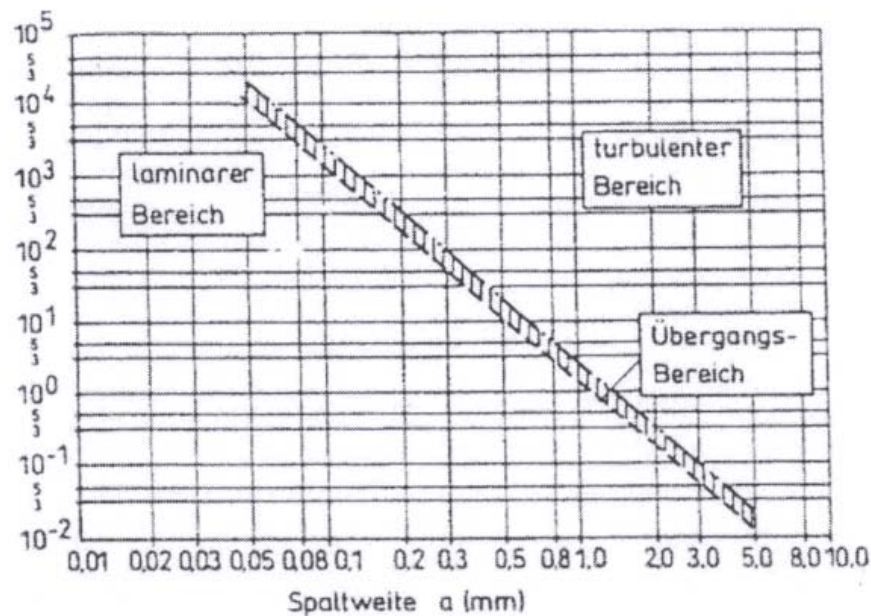


Abb. 3.13: Kritischer Druckgradient und zugehörige Strömungsart (DAfStb [1991])

Im Weiteren wurden aus der Felsmechanik bekannte Beziehungen zwischen Rissbreite und Rissdurchlässigkeit in Trennflächen verwendet (siehe Abb. 3.14) und die Korrelation zu den Ergebnissen aus dem Betonbau überprüft. Um dies zu erreichen, werden die Durchflussmengenangaben  $q$  aus dem Stahlbetonbau zunächst in Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  umgewandelt. Hierzu dienen die Versuchsergebnisse von IMHOF-ZEITLER [1996]. Sie gibt für die Durchströmung eines 20 cm dicken Probekörpers mit einem Riss der Breite von  $w = 0,4$  mm einen Durchfluss von  $q = 3.000$  ml / min m an. Dabei liegt ein hydraulisches Gefälle von  $i = 7,0$  [-] an. Dieser Wert soll nun exemplarisch in einen äquivalenten Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  umgerechnet werden:

$$q = k \cdot A \cdot i$$

$$\Rightarrow k = \frac{q}{A \cdot i}$$

Die Einheiten-Umrechnung gestaltet sich wie folgt:

$$1 \frac{\text{ml}}{\text{min} \cdot \text{m}} = 1 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^3}{\text{min} \cdot \text{m}} = 1 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^3}{60 \text{s} \cdot \text{m}} = 1,6 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Somit ergibt sich für den  $k$ -Wert:

$$k = \frac{3000 \cdot 1,6 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{0,2 \text{m} \cdot 7,0} = 3,57 \cdot 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Dies entspricht nahezu dem Wert von WITTKE [1984] bei einer Spaltöffnung von 0,4 mm, der mit dem k-Wert eines Sandes vergleichbar wäre (siehe Abb. 3.14).

$$k_{\text{Imhof-Zeitler}} = 0,357 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{s}} \approx k_{\text{Wittke}} = 0,4 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Für eine Spaltweite von 0,2 mm ergibt sich nach IMHOF-ZEITLER unter identischen Grundvoraussetzungen ein Durchfluss von  $q = 120 \text{ ml / min m}$ . Entsprechend ergibt sich nach der Umrechnung:

$$k_{\text{Imhof-Zeitler}} = 0,143 \cdot 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{s}} \approx k_{\text{Wittke}} = 0,2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Wie die Rechnungen zeigen, sind die Ergebnisse aus dem Stahlbetonbau (bei unbewehrten Proben) mit den Ergebnissen aus dem Grundbau, trotz verschiedener Ansätze, durchaus vergleichbar.

Insgesamt bestand das Ziel der durchgeführten Berechnungen wiederum darin, bei möglichst realistischen Rissbreiten und –durchlässigkeiten die erhöhte Systemdurchlässigkeit  $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$  nachzubilden.

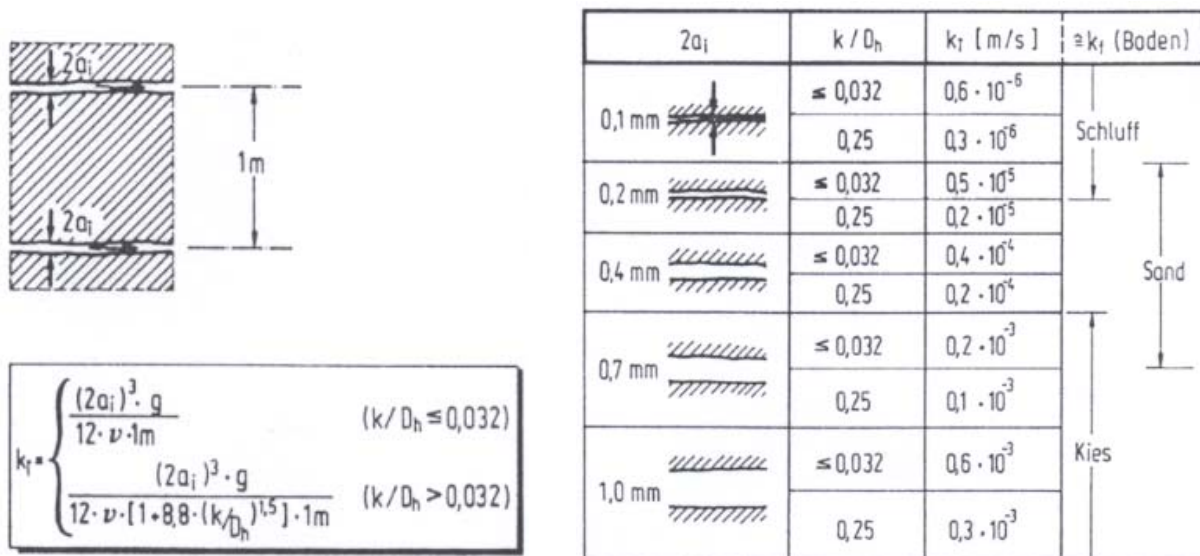


Abb. 3.14: Durchlässigkeitsbeiwerte für Fels mit einer Trennflächenschar (WITTKE [1984])

Im Ergebnis der Iteration wurden bei einer angesetzten Rissbreite 1 mm und einer zugehörigen Durchlässigkeit von  $k = 6 \times 10^{-04} \text{ m/s}$  die in Abb. 3.13 bezeichneten Grenzgradienten unterschritten, so dass von der Gültigkeit des Darcy'schen Gesetzes und somit der Anwendbarkeit des Berechnungsansatzes auszugehen ist. Insgesamt wurden 30 umlaufende Risse über die wasserdruckbeanspruchte Lamellenhöhe von 30 m angesetzt. Dies

entspricht einer kumulierten Rissbreite von 2,91 cm bzw. einem Anteil der gerissenen Fläche an der Dichtwandfläche von ca. 1‰.

Auf eine Abbildung wird an dieser Stelle verzichtet, da aufgrund der geringen Rissöffnungsweite im Vergleich zu den Abmessungen der Dichtwand keine gemeinsame Darstellung möglich ist.

### 3.4.5 Zusammenstellung der Ergebnisse und Folgerungen

Die nachfolgende Tab. 3.2 stellt die vorab aufgezeigten Ergebnisse zusammen.

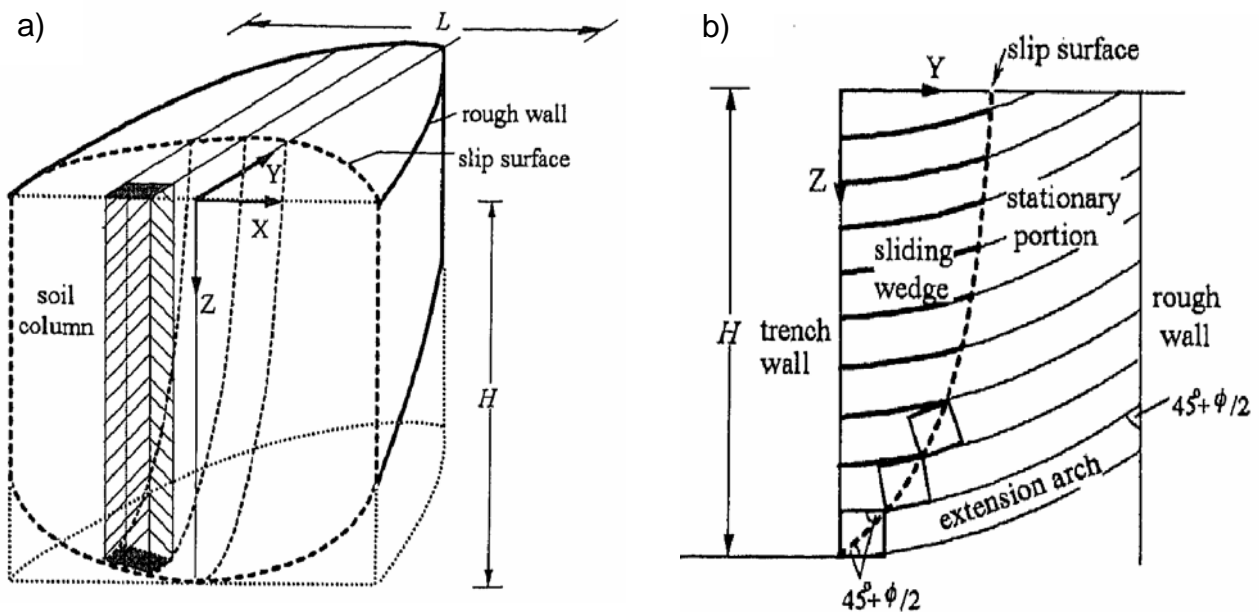
Tab. 3.2: Wirkung von Imperfektionen

Imperfektion	Kurzbeschreibung	Erforderliche Dimension der Imperfektion, wenn die Systemdurchlässigkeit $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$ betragen soll
Inhomogenitäten des Basishorizontes	hydraulisch wirksame Sandader mit $k_{10} = 1 \times 10^{-05} \text{ m/s}$	$14 \times 15 \text{ m}^2$ bei einer angenommenen Länge von ca. 260 m
Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich	Verringerung der hydraulisch wirksamen Durchströmungslänge sämtlicher Lamellenüberschnitte	Lamellenüberschnitt: 2 mm ( $\cong 2,5 \%$ der Wanddicke)
Nachbrüche	Fehlstelle mit der Durchlässigkeit des umgebenden Bodens (Sand)	Fehlstellenfläche: $17,5 \text{ m}^2$ z.B.: Sandeinbruch in einer Primärlamelle über eine Höhe von 2,1 m ( $\cong 1 \%$ )
Baustoffmängel	teilweise Vergrößerung der Substanzdurchlässigkeit auf $k_{\text{Subst.}} = 1 \times 10^{-07} \text{ m/s}$	Dichtwandfläche: $2.400 \text{ m}^2$ z.B.: 7 Primär- und 6 Sekundärlamellen ( $\cong 13 \%$ )
Rissbildung	umlaufender Riss mit der Durchlässigkeit des umgebenden Bodens (Sand)	kumulierte Rissöffnungsweite von $b_R = 2,91 \text{ cm}$ z.B.: 30 Risse mit $b_R \cong 1 \text{ mm}$ über die wasserdruckbeanspruchte Lamellenhöhe von 30 m ( $\cong 1 \%$ )

Aus der Zusammenstellung wird deutlich, dass erst durch die Simulation einer erheblichen „Sandlinsenfläche“ die oben beschriebene Diskrepanz zwischen Labor- und in situ-Durchlässigkeit nachgebildet werden kann. Obwohl aufgrund des gesteigerten Kostendruckes vielerorts gerade an einer flächendeckenden Baugrunderkundung gespart wird, erscheint die Betrachtung der Unterströmung der Dichtwand als primäre Ursache nicht zielführend.

Ebenso wird deutlich, dass erst durch die Berücksichtigung erheblicher direkter Ausführungsmängel die Erhöhung der Restwassermenge nachgebildet werden kann. Bei einem

Der als indirekter Ausführungsmangel aufgeführte „Nachbruch“ zeichnet sich durch eine geringe Fehlstellenfläche aus. Dieser Umstand rechtfertigt dementsprechend sowohl einen hohen planerischen Aufwand bei einem Nachweis der Standsicherheit suspensionsgestützter Schlitzte, als auch die Sensibilisierung der Bauausführenden für die Sicherstellung des statisch erforderlichen Suspensionsspiegels während und auch in den ersten Stunden nach der Schlitzherstellung. TSAI / CHANG [1996] schlagen in diesem Zusammenhang für Standsicherheitsberechnungen ein erweitertes Modell zur Berücksichtigung des dreidimensionalen Lastabtrags und von Spannungsbrücken für nichtbindige Böden vor. Die zugrunde gelegte analytische Methode berücksichtigt eine vertikale Dichtwand mit einem umgebenden fiktiven Halbsiloraum. Die Berührungsebenen werden unter Berücksichtigung einer Wandrauigkeit angesetzt (siehe Abb. 3.15). Der Ansatz der Scherfestigkeit erfolgt nach dem MOHR-COULOMBSchen Bruchkriterium.



Die Ergebnisse des Ansatzes wurden durch Vergleichsberechnungen mit dem 2D-Ansatz von MORGENSTERN-AMIR-TAHMASSEB [1965] und dem 3D-Ansatz von WALZ-PRAGER [1978] validiert. Während der 2D-Ansatz durch die Überschätzung des Erddruckes zu sehr konservativen Ergebnissen kommt, sind nach TSAI / CHANG [1996] bei der Verwendung des 3D-Ansatzes nach WALZ-PRAGER [1978] teilweise zu 'optimistische' Ergebnisse zu erwarten (siehe Abb. 3.16).

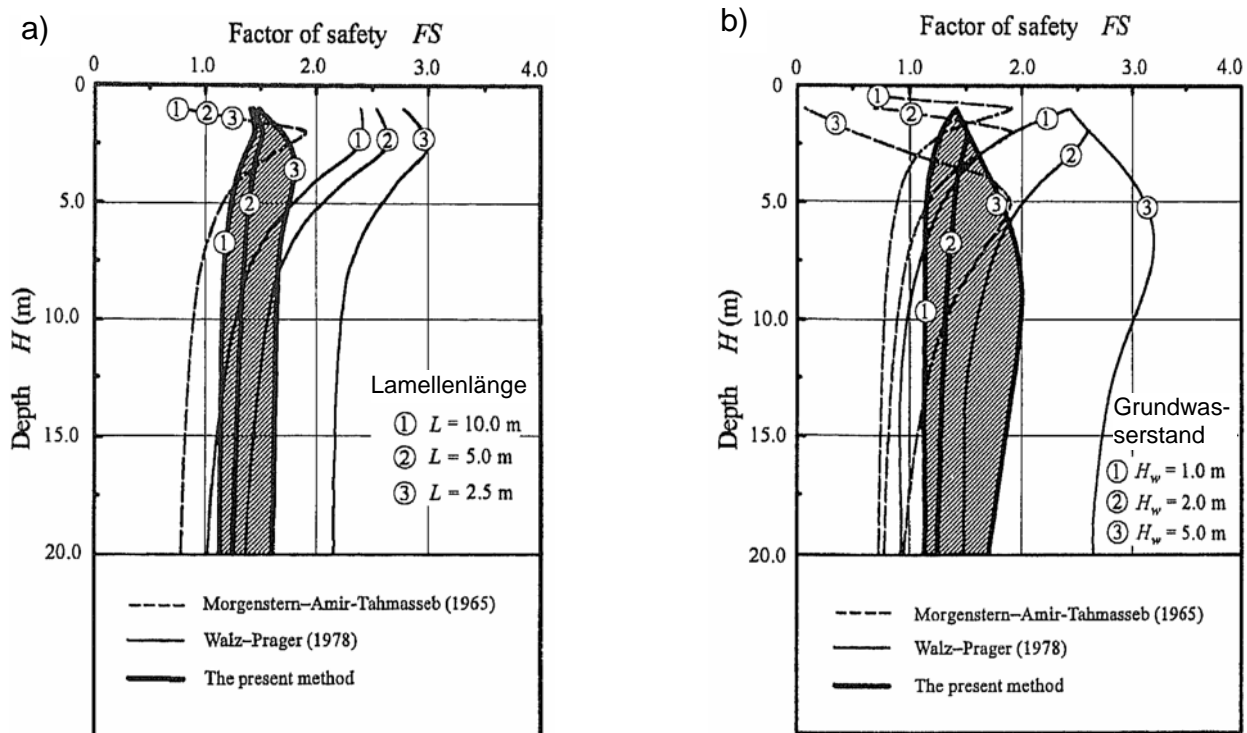


Abb. 3.16: Parameterstudien zur Standsicherheit von Dichtwänden bei Variation der Lamellenlänge (a) und Grundwasserhöhe (b) (TSAI / CHANG [1996])

Anhand der Darstellung wird neben einem Vergleich der Standsicherheiten grundsätzlich ein relativ geringes Sicherheitsniveau verdeutlicht. Insbesondere bei lang gewählten Lamellenlängen und hohem Grundwasserstand sind sehr geringe Sicherheitsreserven ableitbar. Im Weiteren wird durch TSAI / CHANG auf geringe Sicherheiten bei Suspensionswichten von  $\gamma_s < 12 \text{ kN/m}^3$  hingewiesen.

Als prägnant bei der Bewertung der Auswirkungen potentieller Imperfektionen wird insbesondere die geringe Dimension der notwendigen Risse eingeschätzt. Bei einer ersten Betrachtung würden Risse in einem Abstand von 1 m mit einer Rissöffnungsweite von ca. 1 mm als fast vernachlässigbar erscheinen – beträgt doch die kumulierte Rissöffnungsfläche lediglich 0,97 ‰ der wasserdruckbeanspruchten Dichtwandfläche. Dass derartig geringfügige Öffnungen den Abdichtungserfolg jedoch nachhaltig schädigen können, wurde bereits durch BRAUNS [1978] angemerkt. Er führt aus, dass „bei fein verteilt auftretenden Öffnungen [...], deren Dicke verschwindend klein angenommen ist, überhaupt nur sehr geringe Abdichtungseffekte zu erzielen sind, selbst wenn der Öffnungsanteil am Gesamtquerschnitt nur äußerst gering ist.“. BRAUNS beschreibt in diesem Zusammenhang ein Dichtungsbauwerk unter einem Damm und stellt fest, dass bei einer gerissenen Fläche von 1 ‰ und einer „Verteilung des Öffnungsanteiles auf 20 Schlitzte der Wirkungsgrad  $E_Q = 17 \%$  [...]“ beträgt. Der Wirkungsgrad wird nach BISHOP [1963] als das „Verhältnis der in der Dichtungswand abgebauten Energiehöhe zur gesamten Aufstauhöhe“ definiert.



Aufgrund der augenscheinlichen Relevanz rissbedingter Fehlstellen für den Abdichtungserfolg werden im Weiteren die derzeitigen bekannten mechanischen Beanspruchungen aufgrund äußerer Belastungen vorgestellt.

### 3.5 Mechanische Beanspruchungen einer Dichtwand aufgrund äußerer Belastungen

#### 3.5.1 Allgemeines

Überbeanspruchungen von Einphasen-Dichtwänden können sowohl während der Herstellung durch Meißelbewegungen des Schlitzwandgreifers (siehe Abb. 3.17 a) als auch in der späteren Nutzungsphase auftreten. Nach KAYSER [1995] sind für Sicherheitsbetrachtungen „direkte“ und „indirekte“ Belastungen zu unterscheiden (siehe Abb. 3.17 b). Die indirekte Belastung geht auf das unterschiedliche Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwand und Boden zurück. Direkte Belastungen resultieren dagegen aus Zusatzlasten infolge von Bau- oder Nutzungstätigkeiten.

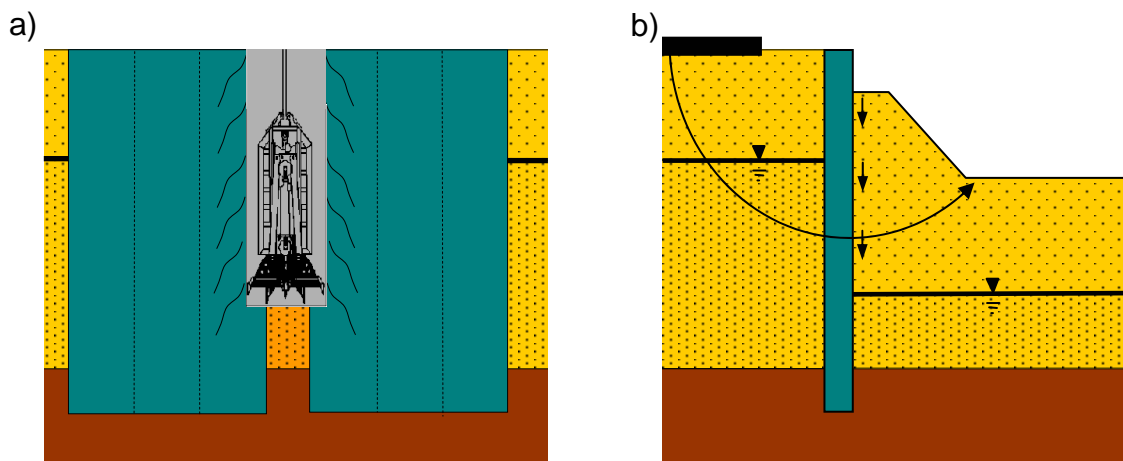


Abb. 3.17: Mögliche Beanspruchungen einer Einphasen-Dichtwand

#### 3.5.2 Stand der vorliegenden Untersuchungen

##### 3.5.2.1 Allgemeines

Abschätzungen der auf eine Dichtwand wirkenden Beanspruchungen können anhand numerischer Berechnungen nach der FEM vorgenommen werden. Derartige Berechnungen können nur zu realitätsnahen Ergebnissen führen, wenn sowohl die physikalische (stoffliche) als auch die geometrische Modellierung die in situ herrschenden Randbedingungen repräsentativ abbildet.

##### 3.5.2.2 Stoffgesetze

Ein grundlegender Aspekt numerischer Berechnungen ist die Wahl des Stoffgesetzes als Verknüpfung der Elementkräfte mit den dazugehörigen Verformungen. Im Gegensatz zum Stahl- oder Massivbau sind in der Geotechnik nicht Werkstoffe, die unter definierten Be-

dingungen mit vorbestimmten Eigenschaften hergestellt werden, Bestandteil der zu berechnenden Aufgabenstellung, sondern der anstehende Boden. Das Materialverhalten des Bodens ist in vielen Fällen - bedingt durch die Genese - durch seine Heterogenität geprägt. Dieser Umstand wirkt sich auf die Zahl und die Bestimmung der Materialkennwerte sowie die Durchführung der FEM-Berechnung aus. Im Weiteren werden das in den recherchierten Beispielen angewandte MOHR-COULOMBSche Modell sowie ein darüber hinausgehender Modellansatz vorgesehlt.

### MOHR-COULOMBSches Modell

Die recherchierten Untersuchungen basieren ausschließlich auf dem MOHR-COULOMBSchen Modell. Es ergibt sich aus einer bilinearen Modellierung der Ergebnisse von Triaxialversuchen an dicht gelagertem Sand. Die Bruchbedingung wird im Hauptspannungsraum durch drei Fließflächenfunktionen beschrieben. Deren Umhüllende bildet einen hexagonalen Konus (siehe Abb. 3.18).

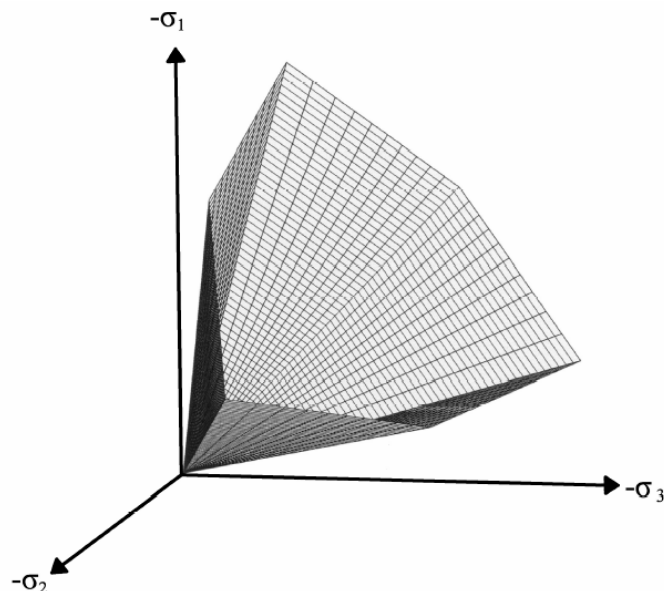


Abb. 3.18: Fließfläche des MOHR-COULOMBSchen Modells im Hauptspannungsraum

Verlaufen die Spannungen innerhalb des Konus, gilt linear elastisches Stoffverhalten (HOOKEsches Gesetz). Berührt der Spannungspfad die Umhüllende, tritt der Bruchzustand ein. Bei weiterer Beanspruchung kommt es zu einer Umlagerung der Spannungen und plastischen Verformungen.

### Vorschlag für ein Stoffgesetz nach KAYSER [1995]

KAYSER führt aus, dass DWM ausgeprägt plastische und insbesondere bei Wiederbelastung auch elastische Eigenschaften aufweisen. Da die festgestellten zeitabhängigen Verformungen verhältnismäßig gering sind, liegt kein viskoses Verhalten vor. Die abgeleiteten niedrigen Poissonzahlen von  $\nu = 0,05$  [-] deuten auf kontraktantes Materialverhalten

hin. Anhand von CU-Triaxialversuchen konnte gezeigt werden, dass sich DWM unter isotroper Konsolidation verfestigen. Dieser Effekt tritt insbesondere ein, wenn die Konsolidationsspannungen größer als die 1,5-fachen einaxialen Druckfestigkeiten sind. Bei einer Überschreitung wird ein Zusammenbruch der Struktur bewirkt.

Zur Beschreibung des aufgezeigten Materialverhaltens empfiehlt KAYSER die „Verwendung eines elasto-plastischen Stoffmodells, bei dem die Verfestigung durch eine verfestigende Kappe beschrieben wird“. Die allgemeine Form eines solchen Modells kann nach BREINLINGER [1989] als Zweiflächenmodell im Hauptspannungsraum dargestellt werden (siehe Abb. 3.19).

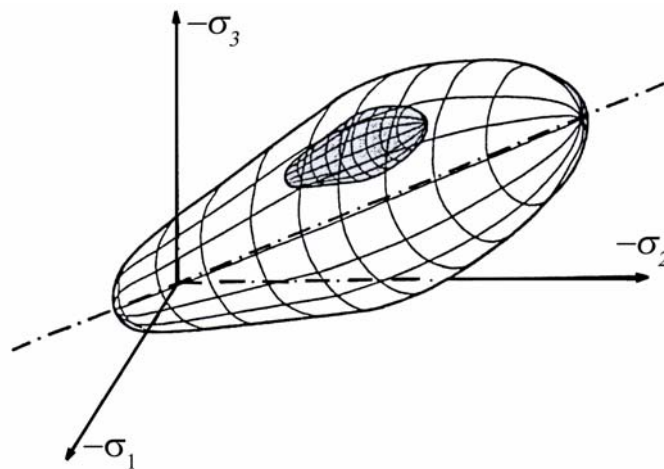


Abb. 3.19: Isotrop-kinematisches Zweiflächenmodell (nach BREINLINGER [1989])

Die äußere Fläche des Modells beschreibt die Konsolidationsfläche. Sie besteht aus einer Kappe, einem Kegelstück und einem Zugbereich. Innerhalb der großen Fläche befindet sich eine geometrisch ähnliche, kleinere Fläche. Diese Fläche grenzt den elastischen Bereich ab. Anhand der Untersuchungen von KAYSER lassen sich einige Bereiche des Modells, wie in Abb. 3.20 gezeigt, ableiten. Hierbei wird zwischen den Fließflächen unter drainierten (durchgezogene Signatur) und undrainierten (gestrichelte Signatur) Verhältnissen unterschieden.

Die Fließfläche für undrainierte Verhältnisse besteht bei Konsolidationsspannungen unterhalb der 1/1,5-fachen einaxialen Druckfestigkeit aus einem Zylinder, dessen Achse mit der hydrostatischen Achse zusammenfällt. Oberhalb der Konsolidationsspannung bricht die Struktur zusammen. Es findet eine Verfestigung statt, die mit der Konsolidationsspannung ansteigt. Die genaue Form der verfestigenden Seitenfläche konnte KAYSER nicht ableiten. Unter drainierten Bedingungen konnte wegen zu großer Verformungen im Triaxialversuch lediglich der Bereich unterhalb der Strukturverdichtung erfasst werden. Hier ergibt sich ein relativ weit öffnender Kegel. Vollständig unbekannt sind für beide Fälle die für die Modellvorstellung nötigen Formen der Kappen. Im Weiteren wird keine Aussage zur Interaktion von mechanischem und hydraulischem Verhalten getroffen.

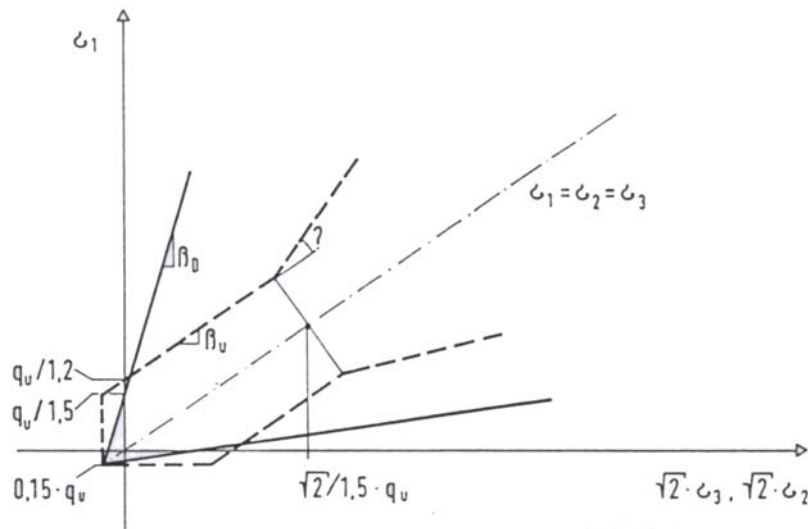


Abb. 3.20: Äußere Fließflächen für Dichtwandmassen (KAYSER [1995])

Abschließend ist festzuhalten, dass der Vorschlag von KAYSER weder weiterverfolgt noch programmtechnisch umgesetzt wurde.

### 3.5.2.3 Recherchierte Beispiele

DAVIDSON ET AL. [1992] untersuchten die Beanspruchung und Verformung einer Dichtwand zur Einkapselung einer Grube, die für den Kupfererzabbau ausgehoben wurde. Die Wand bestand aus 'plastischem Beton' und wurde hergestellt, um den Wasserzutritt in die Grube zu minimieren. DAVIDSON ET AL. stellten fest, dass je steifer die Dichtwand gewählt wurde, umso eher die Gefahr bestand, dass sich Zugspannungen im Wandquerschnitt ausbildeten und so zu einem mechanisch-hydraulischen Versagen führen.

MAYBAUM ET AL. [1993] führten für nutzungsrelevante Beanspruchungen Spannungsrechnungen einer erhärteten, überschütteten Einphasen-Dichtwand durch. Die knapp 9 m tiefe Dichtwand ist bis in eine Tiefe von etwa 6 m in einen Feinsand eingebunden. Darunter folgt bis in größere Tiefen Silt (Schluff). Eine direkte Belastung der Wand durch den aufgeschütteten Damm findet nicht statt, da oberhalb der Wand ein Kontrolltunnel angeordnet ist. Das hierbei wirkende prinzipielle mechanische Zusammenspiel zwischen Boden und Dichtwand ist in Abb. 3.21 dargestellt.

MAYBAUM ET AL. [1993] beschreiben, dass die größere Steifigkeit der Dichtwand zum Aufhängen des Bodens führt und infolge dessen ein Eintrag vertikaler Lasten über Schubkräfte bewirkt wird. Im unteren Bereich kehrt sich dieses Kräftespiel um, da sich der Dichtwandfuß aufgrund seines hohen Spitzendrucks stärker setzt als der Boden. Die Ebene, in der sich Dichtwand und Boden gleichmäßig setzen, wird als „neutrale Ebene“ bezeichnet.

Die Spannungsrechnungen wurden nach der FEM durchgeführt. Die notwendigen Baustoff- und Bodenkennwerte wurden aus Laborversuchen an vor Ort entnommenen Proben abgeleitet. Als Versagen wurde der „Risseintritt und die damit verbundene Verminderung

der Dichtigkeit“ definiert. In Anlehnung an HE [1991] wurde der Sicherheitsfaktor über das Verhältnis der mobilisierten zur maximal aufnehmbaren Schubspannung bestimmt. Der Ansatz der Scherfestigkeit erfolgte nach dem MOHR-COULOMBSchen Bruchkriterium.

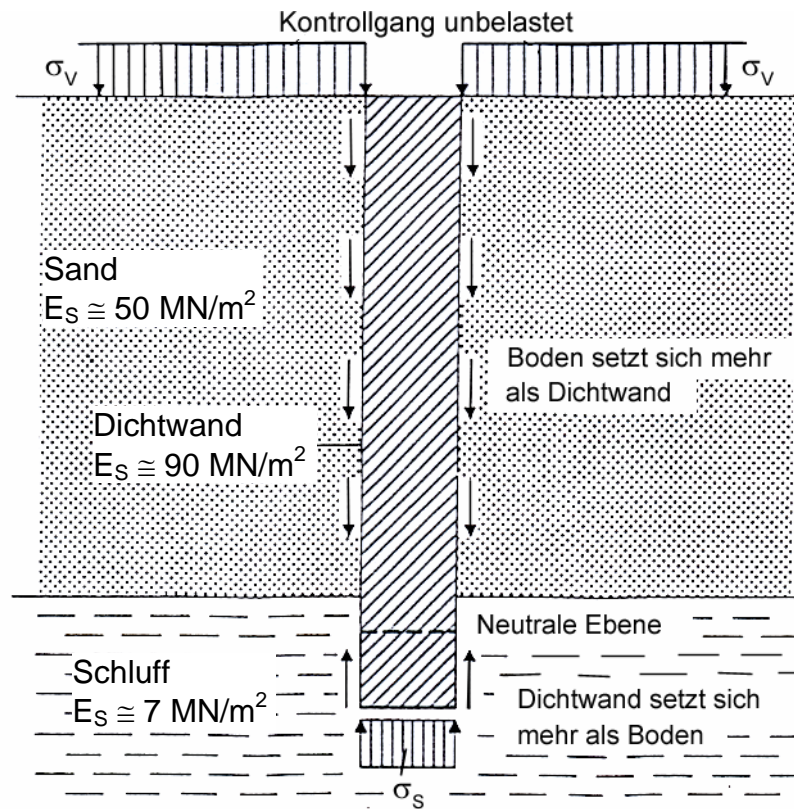


Abb. 3.21: Mechanisches Zusammenspiel Boden/Dichtwand (nach MAYBAUM ET AL. [1993])

In nachfolgender Abb. 3.22 werden die rechnerischen Sicherheiten  $\eta$  dargestellt. Es wird erkennbar, dass die berechneten Sicherheiten in Richtung der Dichtwandrandbereiche und mit zunehmender Tiefe abnehmen. Als kritisch sind insbesondere die Randbereiche des Dichtwandfußes anzusehen. Hier werden für die Ekelemente lediglich Sicherheiten von  $\eta = 1,05 [-]$  ausgewiesen.

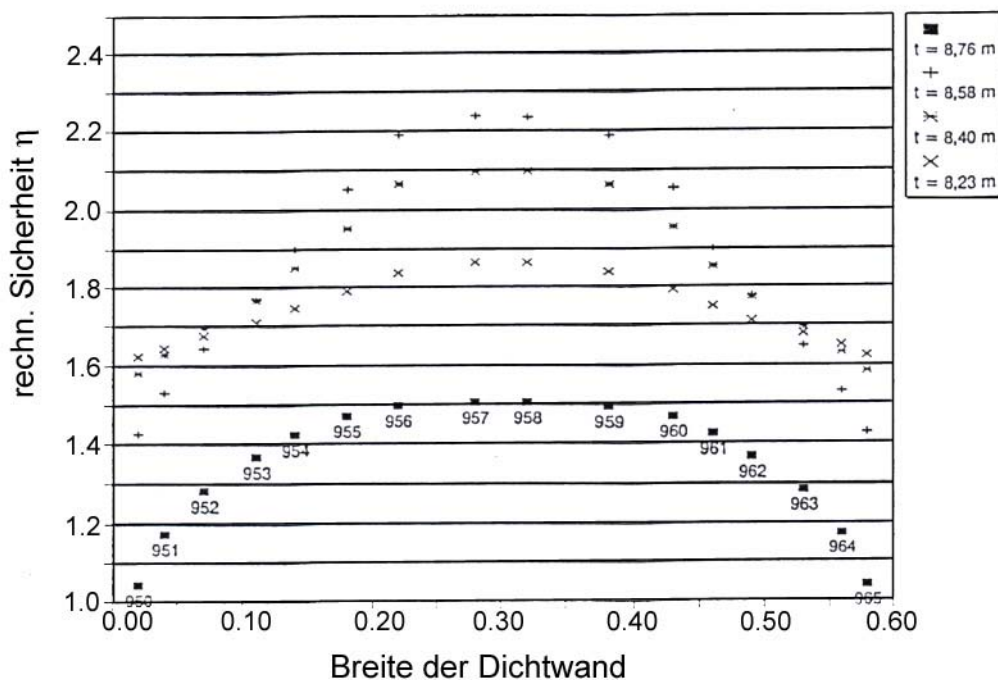


Abb. 3.22: Sicherheiten der Dichtwandelemente im Fußbereich (nach MAYBAUM ET AL. [1993])

SEMPRICH ET AL. [1998] untersuchten die Beanspruchung einer Einphasen-Dichtwand infolge einer seitlichen Müllaufschüttung. Die Dichtwand bildet ein Kammersystem, das aus zwei parallel verlaufenden Dichtwänden besteht, die mit Querschotts verbunden sind. Die Tiefe der Dichtwand beträgt zwischen 10 m und 15 m. Der Untergrund besteht bis in eine Tiefe von 3 m bis 12 m aus Tonen und Silten (Schluffen), die als Lehm bezeichnet werden. Unterlagert wird dieser Boden von einer Sand-Kies Schicht, an die sich bis in große Tiefen ein sandiger Ton anschließt. Für die Untergrundsteifigkeit wurde ein „steife“ und eine „weiche“ Variante berechnet. Das Verhalten der Dichtwand wurde als linear elastisch-ideal plastisch modelliert. In der Abb. 3.23 sind die Geometrie und das FE-Netz dargestellt.

Im Ergebnis stellten SEMPRICH ET AL. [1998] fest, dass für die „steifen“ Kennwerte keine Zugspannungen ausgewiesen werden, sodass die Funktionsfähigkeit der Wand sichergestellt ist. Für die „weichen“ Bodenkennwerte wurden jedoch unterhalb des Grundwasserspiegels Zugspannungen in Höhe von  $\sigma_{Zug} = 18,2 \text{ kN/m}^2$  berechnet. Dieser Wert ist nach SEMPRICH ET AL. als unkritisch anzusehen, da er deutlich unterhalb der Zugfestigkeit der DWM angesiedelt ist. Ferner wurden Zugspannungen im Bereich unmittelbar unter der Leitwand ausgewiesen. Die Größe dieser Spannungen wird in der Veröffentlichung nicht genannt. Allerdings wird darauf verwiesen, dass diese Spannungen für den Abdichtungserfolg nicht relevant sind, da der Bereich nicht wasserdruckbeansprucht ist.



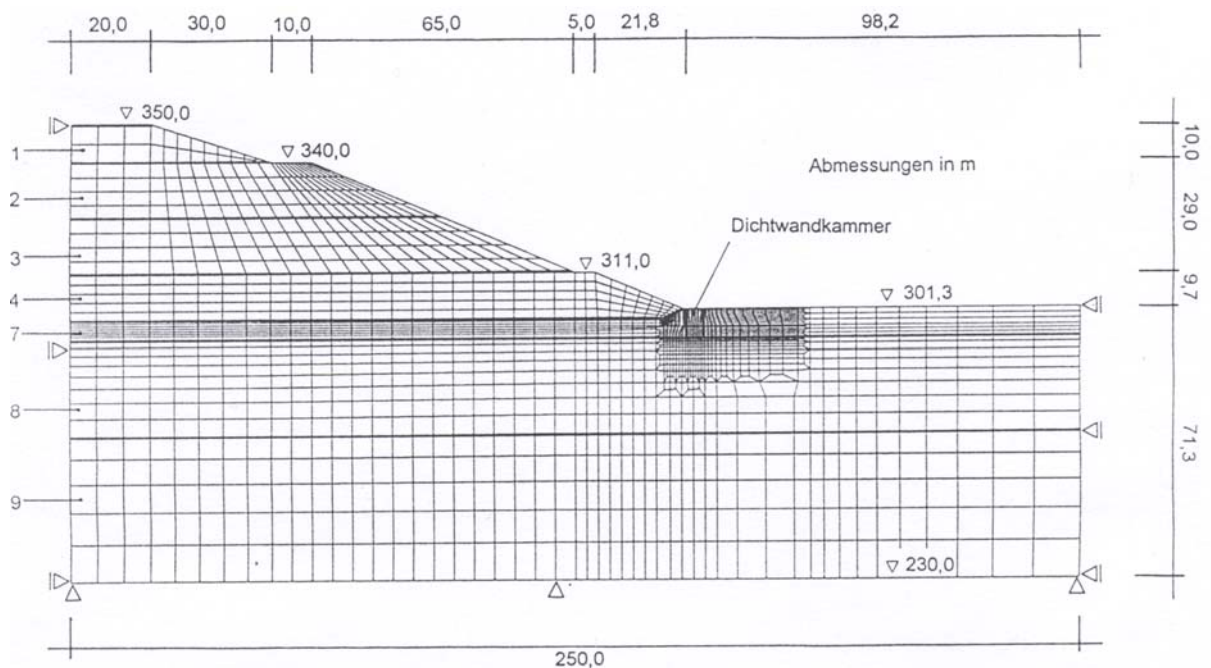


Abb. 3.23: Netzgeometrie und Randbedingungen (nach SEMPRICH ET AL. [1998])

#### 3.5.2.4 Folgerungen

Die vorab beschriebenen Beanspruchungen finden in der Bemessung von Dichtwänden derzeit kaum Berücksichtigung. Da der Einbau von Dichtwänden zudem z.T. lang anhaltende Spannungsumlagerungen im Boden-Dichtwand-System und Änderungen in der von außen eingetragenen Beanspruchung hervorruft, müssen die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen unter Berücksichtigung der Langzeitinteraktion bestimmt werden. Erste Hinweise hierzu geben beispielsweise EVANS ET AL. [1995].

KAYSER [1995] stellt in diesem Zusammenhang fest, dass das mechanische Verhalten einer DWM häufig „mit der Hoffnung auf ein ‚Selbstheilungsvermögen‘ und eine ‚plastische Verformbarkeit‘ [...] vernachlässigt“ wird. Diese Vernachlässigung beruht auf der Beobachtung im Experiment, wo makroskopische - d.h. visuell erkennbare - Rissbildung bei DWM im Grenzzustand der größten Scherfestigkeit oder erst nach dessen Erreichen eintritt (siehe Abb. 3.24).

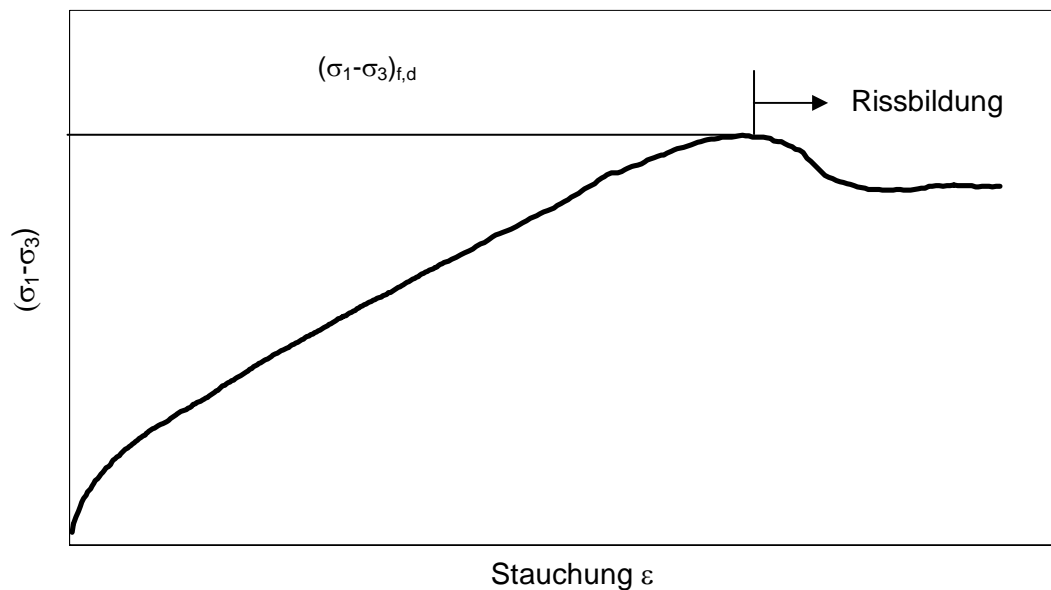


Abb. 3.24: Verlauf der Deviatorspannungen im drainierten Triaxialversuch (nach KAYSER [1995])

Für Sicherheitsbetrachtungen werden daher die Bruchstauchung bei Druckbeanspruchungen bzw. die Bruchdehnung bei Zugbeanspruchungen als Grenzen der bruchlosen Verformung angesehen. Mit dieser Festlegung wird das hydraulische Materialversagen mit dem Eintritt des mechanischen Materialversagens, also der einaxialen Druck- bzw. Zugfestigkeit oder dem Grenzzustand der größten Scherfestigkeit, gleichgesetzt. Untersuchungen zur Rissentwicklung von FEESER / MÜRDERL [2000] kommen dagegen zu dem Ergebnis, dass im Fall einer Zugbeanspruchung der oben genannte Ansatz, mechanisches und hydraulisches Versagen gleich zu setzen gerechtfertigt ist, jedoch Druckbeanspruchungen differenzierter zu betrachten sind. Nach FEESER / MÜRDERL treten mikroskopische - und somit visuell nicht erkennbare - Rissbildungen bereits vor Erreichen der Druckfestigkeit auf. In diesem Zusammenhang wird ein Spannungsniveau von 50% der Bruchspannung genannt. Somit kann abgeleitet werden, dass die gegenwärtig routinemäßig verwendete Kopplung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens und des hydraulischen Verhaltens anhand der Druck- oder Scherfestigkeit als nicht ausreichend erscheint. In diesem Zusammenhang ist zudem festzuhalten, dass nach eigenen Untersuchungen zum einen die Festigkeit von DWM mit ansteigendem Hydratationsgrad deutlich zunimmt, parallel dazu die Bruchstauchung jedoch abnimmt. Zum anderen ist, wie bereits erwähnt, bei Fertigbaustoffen ein genereller Trend zu geringeren Bruchstauchungswerten erkennbar.

Der in diesem Zusammenhang noch zu erbringende praktische Nachweis der Existenz rissbedingter Fehlstellen ist u.A. SELLNER ET AL. [2002] zu entnehmen (siehe Abb. 3.25). Weitere Hinweise wurden von STROBL [1987] und SCHWAIGHOFER ET AL. [1996] gegeben.





Abb. 3.25: Bilder der Kamerabefahrung: Bohrung  $\varnothing$  300mm (SELLNER ET AL.[2002])

Abschließend wird sowohl aus den numerischen Berechnungen als auch aus den Baustellenberichten deutlich, dass das Risiko einer mechanischen Überbeanspruchung der technisch und wirtschaftlich vorzugsweise einzusetzenden Einphasen-Dichtwand durchaus gegeben ist. Inwieweit hier das ‚Selbstheilungsvermögen‘ und die ‚plastische Verformbarkeit‘ von DWM eine Abhilfe bieten können, wird im Folgenden erörtert.

### 3.5.3 Voruntersuchungen zu Selbstheilungsvermögen und Plastizität von DWM

Das von KAYSER [1995] erwähnte ‚Selbstheilungsvermögen‘ und die ‚plastische Verformbarkeit‘ von DWM war einer näheren Betrachtung zu unterziehen. Konträr zur letztgenannten Anforderung ist in den letzten Jahren ein zunehmender Trend zu geringeren Bruchstauchungswerten - die vereinfacht als Maß der bruchlosen Verformbarkeit angesehen werden können - erkennbar. Dieser Umstand ist nicht zuletzt der bauseitigen Forderung nach immer geringeren Lamellenüberschnittszeiten geschuldet. Somit muss eine verbesserte plastische Verformbarkeit als risshemmendes Element ausgeschlossen werden.

Das ‚Selbstheilungsvermögen‘ wurde im Rahmen umfangreicher eigener Voruntersuchungen erforscht. Nachfolgende Abb. 3.26 gibt beispielhaft einen Überblick über die Durchlässigkeitsentwicklung von Proben, die im Alter von 14 Tagen (d) gespalten wurden. Anschließend wurden Versuche unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen umgesetzt. Ein Teil der Probekörper wurde nach der Spaltung in Triaxialzellen eingebaut und über eine Dauer von 14 d mit einem Druck von  $p_1 = 0,1$  bar (Spalt 14d\_Sh\_0,1 bar) bzw.  $p_2 = 0,6$  bar beaufschlagt. Während dieses Zeitraums wurden die Proben nicht durchströmt. Die Durchströmung begann im Probenalter von 28 d. Um den Einfluss der Selbstheilung unter isotropem Druck aufzeigen zu können, wurden Proben im Alter von 28 d gespalten und sofort durchströmt. Die Referenz-Linie stellt die  $k_{10}$ -Wert-Entwicklung für im Alter von 14 d eingebaute ungespaltene Proben dar.

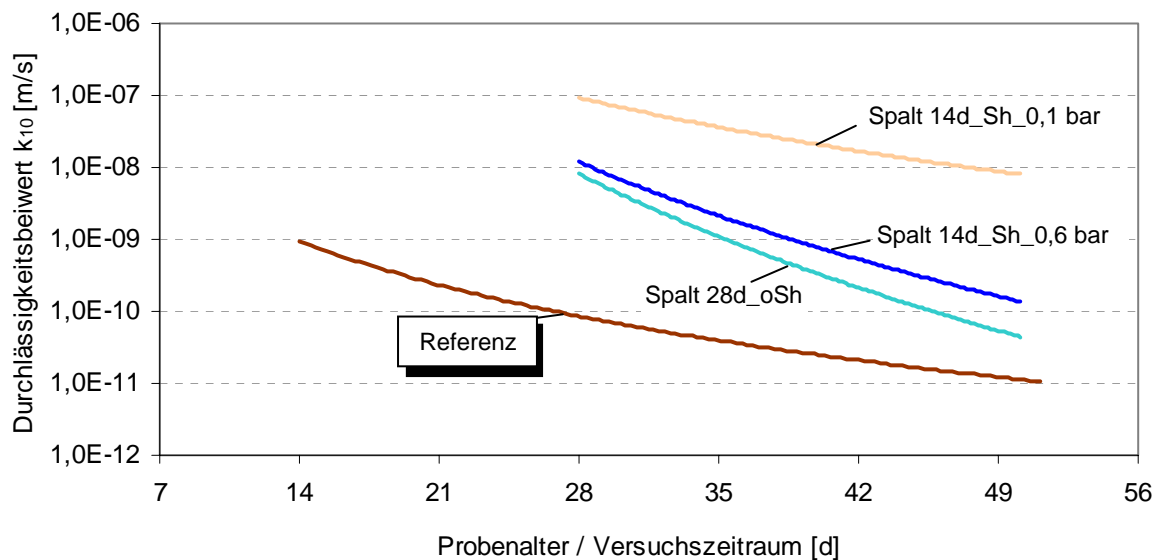


Abb. 3.26: Durchlässigkeitsentwicklung im Selbstheilungsversuch (SCHOLZ [2001])

Die insgesamt gewonnenen Erkenntnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die geometrischen Abmessungen des Risses und somit die Höhe des anfänglichen Durchflusses sind für den weiteren Selbstheilungserfolg bestimmend. Risse mit größeren Öffnungsbreiten dichten sich langsamer als Risse mit geringeren Breiten ab. Bei Überschreitung einer Grenzöffnungsbreite stellen sich keine Selbstheilungseffekte mehr ein.
- Der Selbstheilungserfolg ist an das Alter der DWM bei Eintritt des Risses geknüpft. Tendenziell gilt, dass sich Risse umso langsamer abdichten, je höher der Hydratationsgrad bei Eintritt des Risses war.

Die Untersuchungen lassen grundsätzlich erkennen, dass das von KAYSER [1995] angeführte ‚Selbstheilungsvermögen‘ von DWM existiert. Jedoch sind aus Selbstheilungseffekten keine allgemeingültigen Bemessungsregeln abzuleiten. Bei der Einhaltung bestimmter Randbedingungen kann das Selbstheilungsvermögen allenfalls als ‚Bauwerksreserve‘ angesehen werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die dauerhafte Integrität eines Dichtwandbauwerkes nur gewährleistet werden kann, wenn es gelingt, die Wahrscheinlichkeit des Eintritts durchgehender Trennrisse herabzusetzen. In Fällen, in denen diese Forderung nicht realisierbar ist, sollte das Sekundärziel darin bestehen, die Breite unvermeidbarer Risse zu minimieren und die Rissfortpflanzung zu behindern.

## **4. Stand der Wissenschaft und Technik zur Faserbewehrung**

### **4.1 Allgemeines**

Eine Faserbewehrung kann - wie z.B. aus dem Bereich der Faserbetone bekannt ist - eine Steigerung der aufnehmbaren Zugspannungen bei einer signifikant gesteigerten Duktilität bewirken. Zudem ist bekannt, dass durch Faserbewehrungen eine feiner verteilte Rissbildung und eine verminderte Rissfortpflanzung bewirkt werden. Dies wirkt sich wiederum positiv auf die Abdichtungswirkung gerissener Betonbauteile aus und kann als primäre Voraussetzung für eine Selbstheilung angesehen werden. Das Ziel der nachfolgenden Literaturrecherche besteht darin abzuleiten, inwiefern die Faserbewehrung eine Möglichkeit zur Sicherstellung der Integrität von Einphasen-Dichtwänden darstellen kann.

Im Rahmen der durchgeführten Literaturrecherche konnte lediglich eine Quelle zur Beimengung von Fasern zu Einphasen-Dichtwandmassen (DWM) aufgefunden werden. Diese Beimengung erfolgte jedoch nicht in statischer Hinsicht, sondern zur Verbesserung des Austrocknungsverhaltens des Baustoffes. Als artverwandtes Thema zur statischen Bewehrung kann die bislang in geringem Umfang erforschte Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen angesehen werden. Um weitere Ansatzpunkte zur Möglichkeit der Faserbewehrung von DWM zu erhalten, wurden Literaturquellen zur Faserbewehrung von (bevorzugt bindigen) Böden und Betonen ausgewertet. Diese Materialien wurden gewählt, da sie innerhalb der üblichen Baumaterialien einen hohen Verwandtschaftsgrad zu DWM aufweisen und im Gegensatz zu faserbewehrten Zweiphasen-Dichtwandmassen bereits tief greifender erforscht sind.

### **4.2 Grundlagen zur Faserbewehrung**

Faserverbundstoffe bestehen aus dem Matrixbaustoff und den Fasern. Das Ziel besteht i.Allg. darin, die Eigenschaften der Ausgangsmaterialien so miteinander zu verknüpfen, dass ein in seinen Eigenschaften optimierter Verbundbaustoff hervorgebracht wird. Die angestrebten Eigenschaften können beispielsweise eine Erhöhung der Festigkeit und Zähigkeit, eine Verringerung des Gewichts oder Verbesserung des Brandverhaltens sein. Bei der Verbesserung der Festigkeitseigenschaften wird i.d.R. eine Erhöhung der Zug- und Nachrissbiegezugfestigkeiten verfolgt. Die Auswahl der Materialien im Hinblick auf ihre Ausgangszugfestigkeiten ist daher elementar. Weiterhin ist den  $E$ -Moduln und deren Verhältnis zueinander eine besondere Bedeutung beizumessen. Die Zugfestigkeit eines Verbundstoffes lässt sich trivialerweise nur dann erhöhen, wenn die Zugfestigkeit der Faser höher ist als die des Matrixbaustoffes. Ist aber die Faser dabei weniger steif als die Matrix (geringerer  $E$ -Modul), kann die höhere Zugfestigkeit erst nach dem Bruch der Matrix erreicht werden. Für die Kombination der Materialien sind demnach auch die jeweiligen Bruchdehnungen relevant. Die Eignung von Materialien als Faser- oder Matrixwerkstoff hängt zusätzlich vom beabsichtigten Einsatzzweck des Verbundstoffes ab. Polypropylen beispielsweise kommt im Fahrzeugbau als Matrixwerkstoff zur Anwendung (REUSCHEL [1999]), während es im Betonbau als Fasermaterial Verwendung findet (DBV [1996]).

Die Wirkungsweise eines Faserverbundstoffes basiert auf der Übertragung von Kräften zwischen den Komponenten Matrix und Faser. Die Kraftübertragung wird durch Haftung aneinander ermöglicht. Dabei können nach NAAMANN [2000] vier verschiedene Komponenten zum Tragen kommen:

- die Kraftschlusskomponente (physikalische und chemische Bindung)
- die Reibung
- die mechanische Verzahnung
- die „Faser-in-Faser-Verpfalzung“

In einfacher Näherung können diese Mechanismen und somit das Verbundverhalten durch die mittlere übertragbare Schubspannung  $\tau_m$  beschrieben werden (DAfStB [1996]). Allgemein ist zu beachten, dass Fasern mit geringer Querdehnsteifigkeit einen vergleichsweise schlechten Verbund besitzen. Hierfür ist nach LOHRMANN [1998] die Verringerung des Faserdurchmessers infolge Längszugs verantwortlich.

Die Versagensart eines Faserverbundwerkstoffes wird maßgeblich durch das Verbundverhalten beeinflusst: Fasern können entweder *reißen* (die durch den Verbund übertragbaren Kräfte sind größer als die durch den Faserquerschnitt übertragbaren Kräfte) oder aus der Matrix *herausgezogen* werden (die durch den Verbund übertragbaren Kräfte sind kleiner als die durch den Faserquerschnitt übertragbaren Kräfte). Dabei kann dem Mantelfläche-zu-Querschnittsfläche-Verhältnis der Faser eine entscheidende Rolle zugeordnet werden. Im Grenzfall entspricht die Kraft, bei der die Faser reißt (Zugfestigkeit  $\times$  Querschnittsfläche) der durch die Schubwirkung zwischen Matrix und Faser übertragbaren Kraft ( $\tau_m \times$  Fasermantelfläche). Die Länge der Faser wird für diesen Fall als „kritische Länge“ bezeichnet. Das Versagen durch Faserauszug bewirkt eine höhere Duktilität des Verbundstoffes im Vergleich zum Versagen durch Faserriss. Bei *perfektem Verbund* findet keine gegenseitige Verschiebung von Matrix- und Faseroberfläche statt, d.h. die Komponenten weisen gleiche Dehnungsbeträge auf (LOHRMANN [1998]). Diese vereinfachende Annahme, welche in einigen einfachen Rechenmodellen für den ungerissenen Zustand zugrunde gelegt wird (HANNANT [1978]), ist in der Realität i.d.R. nicht gegeben.

Die Faserform übt einen entscheidenden Einfluss auf den Verbund aus. Im Falle von Stahlbeton wird der Verbund zwischen der glatten Oberfläche der Bewehrungsstäbe und der Betonmatrix beispielsweise durch aufgeprägte Rippen erhöht. Für gezogene Stahldrahtfasern ist die Gestaltung der Faserenden in Form von Endkröpfungen oder Endverdickungen eine Möglichkeit zur Erhöhung des Verbundes. Nach dem Versagen der Betonmatrix durch Rissbildung werden die Spannungen über die Endverankerungen in die Fasern eingeleitet. Bei gekröpften Fasern liegt der Verbund unter der Fließgrenze des Faserstahls und die Fasern werden ausgezogen. Endverdickungen erzeugen dagegen i.Allg. einen derartig guten Verbund, dass die Fasern bei weiterer Belastung schließlich brechen.

Die Fasergehalte von Faserverbundwerkstoffen reichen von 0,06 Vol.-% bei Polymerfasern in einer Betonmatrix (BALAGURU [1992]) bis 70 Vol.-% bei Faserverbundstoffen auf Basis einer Kunststoffmatrix im Bereich des Maschinenbaus (REUSCHEL [1999]). Man unterscheidet zwischen ein-, zwei- und dreidimensionaler Faserorientierung. Bei gleichmäßiger Faserverteilung und 3-D-Orientierung der Fa-

sen kann nach REUSCHEL [1999] von einem quasi-isotropen Materialverhalten ausgegangen werden.

### 4.3 Faserarten

#### 4.3.1 Allgemeines

Die grundsätzliche Vorgehensweise, Baustoffe mit Faserzusätzen zu verstärken, ist bereits aus dem Altertum bekannt. So berichtet KORDINA [1996] von den ältesten bisher entdeckten Siedlungen aus dem mesopotamisch-iranischen Gebiet, die etwa 5.000 v. Chr. errichtet wurden. Die Behausungen bestanden aus Lehm, Häcksel und Pflanzenfasern. Als weitere frühe Beispiele für Faserbewehrungen können ebenfalls Tierhaare angesehen werden, die zur Verstärkung von Gips verwendet wurden. Bis in die heutige Zeit sind die Entwicklung und Anwendung immer wieder neu belebt worden.

Im Folgenden werden die derzeit gebräuchlichen Fasern beschrieben. Da sich die Forschung im Bereich der DWM noch in der Grundlagenphase befindet, wird auf möglichst große Vollständigkeit Wert gelegt.

#### 4.3.2 Stahlfasern

Die Stahlfaser ist aufgrund ihrer Materialeigenschaften die im Ingenieurbau am weitesten verbreitete Faserart. Das erste Patent meldete BERARD 1874 in den USA an. Sein Vorschlag sah vor, dem Beton zerkleinerte Stahlabfälle beizumengen, um dessen sprödes Materialverhalten zu verbessern. In Deutschland wird Stahlfaserbeton zunehmend seit Ende der 70er Jahre des 20. Jahrhunderts eingesetzt. Die Hauptanwendungsgebiete stellen der Industrie- und Wohnungsbau dar. Des Weiteren kommt die Stahlfaserbewehrung im Tiefbau, bei Kanalrohren und als Ergänzung zur herkömmlichen Stabbewehrung zum Einsatz (prozentuale Gewichtung siehe Tab. 4.1).

*Tab. 4.1: Anwendungsgebiete des Stahlfaserbetons (nach KÜTZING [2000])*

Einsatz	Anwendung	Häufigkeit
Industriebau	Boden- und Fahrbahnplatten	ca. 70 %
Wohnungsbau	Fundamente, Kellerwände, Estrich	ca. 16 %
Tiefbau	Tunnelschalen, Tübbinge	ca. 10 %
Sicherheitsbauten	Tresore	ca. 3 %
Hochbau	Fertigteile	ca. 1 %

Dabei geht der Trend insbesondere bei Industriefußböden, Kellerwänden und Fundamenten in die Richtung, die konstruktiv angeordnete Bewehrung ganz oder teilweise durch eine Stahlfaserbewehrung zu substituieren. Dies führt zu einer Beschleunigung des Bauablaufes und einer Begünstigung des Rissverhaltens. Die grundsätzliche Verwendung von Stahl birgt einige Vorteile in sich. So verhält sich

Stahl gegenüber der Zersetzung in der alkalihaltigen Betonmatrix resistent. Durch die einfache Formgebung (geriffelte, gekröpfte, verdrehte oder gebogene Fasern) kann ein sehr guter Verbund mit der Betonmatrix erzielt werden. Geometrien gebräuchlicher Drahtfasern sind in Abb. 4.1 zusammengestellt.

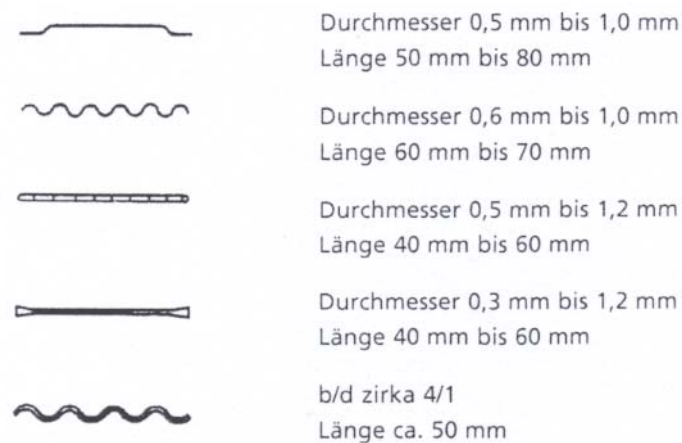


Abb. 4.1: Geometrien der gebräuchlichsten Drahtfasern (FUHREN [1999])

Übliche Fasergehalte herkömmlichen Stahlfaserbetons liegen bei ca. 0,5 Vol.-%. Bei diesem Fasergehalt wird die Nachrissbiegezugfestigkeit im Vergleich zum nicht stahlfaserverstärktem Beton deutlich erhöht. Ferner liegt die Verarbeitbarkeit des Materials in einem günstigen Bereich. Schon bei einem Fasergehalt von 0,75 Vol.-% kommt es verstärkt zur so genannten ‚Igelbildung‘. Eine Ausnahme bildet der Sonder - Stahlfaserbeton „SIFCON“ (Slurry Infiltrated Fiber Concrete). Hier können nach DAfStB [1996] Fasergehalte  $\geq 10$  Vol.-% realisiert werden.

Die Eigenschaften eines Verbundbaustoffes generieren sich aus den Einzeleigenschaften des Matrixbaustoffes und der Fasern. Die in diesem Zusammenhang relevanten Eigenschaften von Stahlfasern sind in Tab. 4.2 zusammengestellt.

Tab. 4.2: Eigenschaften von Stahlfasern (zusammengetragen aus: MEHLHORN [1997], LOHRMANN [1998])

Faser	Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung [%]	Durchmesser [mm]	Länge [mm]
Stahl	7,85	700 - 2.000	200.000	3,5	0,1 - 1	10 - 60
nichtrostender Stahl	7,85	2.100	160.000	3	0,01 - 0,33	10 - 60

### 4.3.3 Synthetische organische Fasern

Synthetische polymerische Fasern sind ursprünglich für die petrochemische Industrie und die Textilindustrie entwickelt worden. Ein Großteil dieser Materialien wurde auf seine Eignung zur Faserbewehrung von Betonen hin untersucht. In der Praxis haben sich u.A. Polypropylen, Polyvinylalkohol, Aramid, Polyester und Polyacrylnitril durchgesetzt. Baupraktisch relevante Mengen werden jedoch lediglich von Polypropylen und Polyvinylalkohol verarbeitet (DBV [1996]). Diese zeichnen sich durch ihre vergleichsweise geringen Kosten und ausreichende Alkali-Beständigkeit aus. Eine Auswahl der Eigenschaften synthetischer organischer Fasern ist in Tab. 4.3 zusammengestellt.

*Tab. 4.3: Eigenschaften synthetischer organischer Fasern (zusammengetragen aus: BEN YIN ZHU [1993], NUßBAUM [1999], BALAGURU [1992], MEHLHORN [1997], LOHRMANN [1998])*

Faser	Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	Zugfestig- keit [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruch- dehnung [%]	Durch- messer [mm]	Länge [mm]
Polyacryl- nitril	1,17 - 1,2	600 - 1.000	15.000 - 20.000	6 - 50	0,013 - 0,18	>6
Polyvinylal- kohol	1,3	800 - 1.600	26.000 - 30.000	5 - 7,5	0,013 - 0,3	>12
Polypropy- len	0,9	200 - 760	500 - 18.000	6 - 20	0,004 - 0,15	20 - 75
Polyester	1,34 - 1,4	800 - 1.300	10.000 - 19.000	8 - 15	0,01 - 0,05	k. A.
Aramid	1,4	3.000	65.000 - 130.000	2 - 4	0,01 - 0,012	6 - 65
Kohlenstoff	1,6 - 1,9	450 - 4.000	30.000 - 400.000	1 - 2	0,009 - 0,018	k. A.

Die betrachteten Fasern besitzen eine hohe Zugfestigkeit, während die *E*-Moduln relativ gering sind (Ausnahmen: Aramid, Kohlenstoff). Ein Punkt, der die Anwendung polymerischer Fasern in Faserbeton begünstigt, ist das große *Länge-zu-Durchmesser-Verhältnis*. Polymerische Fasern sind als Filament (fadenförmig) oder in fibrillierter (zerfaserter) Form erhältlich. Weiterhin werden einige Typen in sehr kurzen Längen (Pulps) produziert. Zunehmend gibt es für Spezialanwendungen auch sehr lange Fasern, die eine durchgehende Bewehrung ermöglichen. Polypropylenfasern werden zumeist zur Verbesserung des Brandverhaltens von Betonen eingesetzt.

### 4.3.4 Natürliche organische Fasern

Natürliche organische Fasern kommen in allen Teilen der Erde in praktisch unbegrenzten Mengen vor. Die Vorteile sind in einer preiswerten und ohne komplizierte Technik realisierbaren Erhöhung der Bruchenergie und gleichmäßigen Verteilung

von Schwindrissen zu sehen. Fasergehalte von 3 Vol.-% und Faserlängen von 25 mm erweisen sich als baupraktisch gut verarbeitbar. Ein Nachteil der natürlichen organischen Fasern ist nach MEHRHORN [1997] in der Beeinträchtigung des Langzeitverhaltens durch Wasseraufnahme sowie in der Zersetzung im alkalihaltigen Milieu des Betons (BALAGURU [1992]) zu sehen.

Die Bedeutung dieser Fasern auf dem deutschen Bausektor muss als untergeordnet eingestuft werden. Weltweit gesehen steigt jedoch das Ansehen von pflanzlichen Fasern, da sie als nachwachsende Rohstoffe in ausreichendem Maße zur Verfügung stehen und ferner gut recycelbar sind. Die baupraktisch relevanten Eigenschaften natürlicher organischer Fasern sind in Tab. 4.4 zusammengetragen.

*Tab. 4.4: Eigenschaften pflanzlicher Fasern (zusammengetragen aus: BALAGURU [1992], MEHLHORN [1997], LOHRMANN [1998])*

Faser	Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	Zugfestig- keit [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruch- dehnung [%]	Durch- messer [mm]	Länge [mm]
Holz (Zellulose)	1,5	200 - 1.500	5.000 - 40.000	3	0,015 - 0,08	2,5 - 5
Sisal	1,8	280 - 800	13.000 - 26.000	3 - 5	0,01 - 0,05	k. A.
Jute	1,02- 1,04	250 - 350	26.000 - 32.000	1,5 - 1,9	0,1 - 0,2	180 - 300
Flachs	k. A.	1.000	100.000	1,8 - 2,2	k. A.	500
Kokosnuss	1,12 - 1,15	120 - 200	19.000 - 26.000	10 - 25	0,1 - 0,4	50 - 350
Bambus	1,5	350 - 500	33.000 - 40.000	k. A.	0,05 - 0,4	k. A.
Zuckerrohr	1,2 - 1,3	170 - 290	15.000 - 19.000	k. A.	0,2 - 0,4	k. A.

#### 4.3.5 Mineralische Fasern

Als baupraktisch bedeutsamste Vertreter mineralischer Fasern können Asbest und Glasfasern bezeichnet werden. Der Begriff ‚Asbest‘ ist der verallgemeinerte Name einer Vielzahl natürlich vorkommender kristalliner faserartiger Silikatminerale. Nachdem HATSCHEK im Jahre 1900 den Asbestzement zum Patent anmeldete, stellte dieser den wichtigsten Faserverbundstoff auf Zementbasis dar. Die in den letzten Jahren nachgewiesenen gesundheitlichen Bedenken haben die Asbestanwendung jedoch erheblich eingeschränkt.

Erste Versuche und Anwendungen des Glasfaserbetons reichen in die 50er und 60er Jahre des 20. Jahrhunderts zurück. Herkömmliches Glas („E-Glas“) ist gegenüber Portlandzement als nicht beständig einzustufen. Daher gewann die Glasfaser zunächst nur für glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) an Bedeutung. Forschungen führten jedoch vor rund drei Jahrzehnten zur Entwicklung von alkalibeständigem AR-Glas. Dieses ermöglichte die wachsende Verbreitung von Glasfasern in Betonbautei-



len. Die AR-Glasfaser hat sich in der Folge als Ersatz für die Asbestfaser durchgesetzt. Nachfolgende Tab. 4.5 stellt die Eigenschaften mineralischer Fasern zusammen.

*Tab. 4.5: Eigenschaften mineralischer Fasern (zusammengetragen aus: BALAGURU [1992], MEHLHORN [1997])*

Faser	Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	Zugfestig- keit [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdeh- nung [%]	Durchmes- ser [mm]	Länge [mm]
Asbest	2,6 - 3,4	1.200 - 3.500	160.000 - 200.000	1 - 3	0,0002 - 0,03	0,8 - 100
E-Glas	2,6	2.000 - 4.000	70.000 - 80.000	2 - 4,8	0,008 - 0,02	6 - 50
AR-Glas	2,7 - 2,8	1.500 - 3.700	70.000 - 80.000	2 - 3,6	0,012 - 0,02	6 - 50
Silizium- karbid	2,6	900 - 3.600	100.000 - 400.000	k. A.	< 0,15	k. A.

#### 4.3.6 Sonderformen

Die Kombination mehrerer Faserarten wird i.Allg. als „Fasercocktail“ bezeichnet. In der Literatur (z.B. KÜTZING [2001]) wird von einer Kombination aus Stahl- und Polypropylenfasern berichtet, die im Bereich hochfester Betone eingesetzt wurde. Nicht modifizierte hochfeste Betone weisen ein besonders sprödes Materialverhalten auf und versagen nahezu schlagartig. Die beiden Faserarten wirken nach KÜTZING [2001] folgendermaßen zusammen: „Die rissvernähende Stahlfaser ist primär für die Duktilität verantwortlich. Durch die Polypropylenfaser werden in der homogenen Zementsteinmatrix hochfester Betone Mikrodefekte initiiert, die bereits bei geringen Belastungen mikroskopische Rissbildungen bewirken und dadurch die Stahlfasern frühzeitig aktivieren.“ Das Bruch- und Verformungsverhalten sowie das Brandverhalten wurden durch den eingesetzten Fasercocktail nachhaltig verbessert.

Textilbewehrter Beton kann eine Alternative zur Bewehrung mit den zuvor beschriebenen Kurzfasern darstellen. Der Vorteil von Textilbewehrungen besteht in der Möglichkeit der gezielten Anordnung und Ausrichtung der Fasern entsprechend der zu erwartenden Belastung. Dadurch lassen sich gegenüber dem Kurzfaserbeton höhere Tragfähigkeiten bei gleichem Fasergehalt oder aber Einsparungen bei gleicher Tragfähigkeit erzielen. Als Textilmaterialien kommen beispielsweise AR-Glas und Carbon zum Einsatz. Diese werden zu Geweben, Geflechten, Gestricken und Gewirken verarbeitet.

#### 4.4 Einsatz von Faserbewehrungen bei Einphasen-Dichtwandmassen

Die Faserbewehrung von Einphasen-Dichtwandmassen stellt ein nur in geringem Umfang erforschtes Gebiet dar. Im Zuge der Recherche konnte lediglich auf Quellen von DEUSE ET AL. [2003] und DEUSE / PLACK [2004] zurückgegriffen werden. In einer Patentschrift beschreiben DEUSE ET AL. [2003] ein Baustoffgemenge mit „faserförmigen Zuschlagstoffe(n) mit Wasseraufnehmender und/oder vernetzender Wirkung“.

Die Einsatzgebiete des Baustoffgemenges werden im Baugrubenverbau gesehen. Dabei wird dem Baustoff eine ausfachende Funktion zugeordnet. Für herkömmliche DWM besteht die Gefahr, dass bereits während einer kurzen Freilegungsphase Austrocknungsprozesse zu einem Verlust der tragenden und dichtenden Funktionen führen. Die Austrocknung kann zu einer „unkontrollierbaren Rissbildung und oder Materialabrieselung bis zum Einsturz“ führen. Die in der Patentschrift beschriebene Beimengung von Holz- oder Cellulosefasern soll eine „verbesserte Standfestigkeit, Dichtheit und eine höhere Lebensdauer der Schlitzwand nach dem Aushub der Baugrube und ihrer baugrubenseitigen oberflächlichen Freilegung“ gewährleisten. In diesem Zusammenhang wird beschrieben, dass die Faserzugabe die Elastizität des Wandmaterials erhöht und einer Rissbildung entgegenwirkt. Als Ursache hierfür wird angeführt, dass „die Fasern durch die Wasseraufnahme quellen und so eine Druckkraft aufbringen und die Masse kompaktieren“. Ferner wird vermerkt, dass das „Baustoffgemenge in verbesserter Art und Weise Feuchtigkeit aus dem umgebenden Boden entnehmen und unter gleichmäßiger Verteilung im Boden speichern kann“.

DEUSE ET AL. [2003] schützen in ihrem Patent „faserförmige [...] Holz- und Cellulosefasern“, die „eine Länge von 0,1 bis 10 mm, vorzugsweise 0,2 und 0,8 mm aufweisen“. Diese werden in einem Anteil von „0,2 bis 6, vorzugsweise 0,5 bis 1,5 Mas.-%“ beigemischt. Ein Vergleich der erreichbaren Festigkeiten und Durchlässigkeiten des unbewehrten und mit 1,0 Mas.-% Holzfasern bewehrten Baustoffs wird in Tab. 4.6 gegeben.

Tab. 4.6: Festigkeiten und Durchlässigkeiten des unbewehrten und mit 1,0 Mas.-% Holzfasern bewehrten Baustoffs (nach DEUSE ET AL. [2003])

Produkt	Erfindungsgemäße Mischung		Mischung ohne Holzfasern	
Feststoffgehalt	250 kg/m <sup>3</sup>		250 kg/m <sup>3</sup>	
Bodeneintrag (Vol.-%)	0	Sand 15	0	Sand 15
$c_u$ 24 h [kN/m <sup>2</sup> ]	28,8	42	-	-
$c_u$ 48 h [kN/m <sup>2</sup> ]	76,1	120,1	89,7	>100
$q_u$ 14 d [N/mm <sup>2</sup> ]	1,02	1,19	1,15	1,18
$q_u$ 14 d [N/mm <sup>2</sup> ]	1,28	1,67	1,14	1,48
$k_f$ 28 d [m/s]	2,8 E-1*	3,6 E-1*	9,1 E-1*	2,6 E-1*

\* Druckfehler in der Patentschrift - nach Rücksprache mit DEUSE: E-10

Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass die mit Holzfasern vermengten Proben tendenziell größere Festigkeiten bei vergleichbaren Durchlässigkeiten aufwiesen. Im Weiteren wurden die jeweiligen Mischungen mit Sandeintrag einem Austrocknungsversuch unterzogen. Hierfür wurden die Mischungen in „je einen Rahmen eingefüllt, der rückseitig wassergesättigten Sand enthielt.“ Nähere Angaben zur Probenkörpergeometrie werden bei DEUSE ET AL. [2003] nicht gemacht. Die DWM wurde im Alter von 14 Tagen freigelegt und „über ca. 6 Wochen bei 15°C und normaler Luftfeuchtigkeit in einem Keller gelagert“. Der hinterfüllte Sand wurde während dieser Zeit nicht weiter befeuchtet. Die Rissöffnungsweiten werden in Tab. 4.7 gegenübergestellt.

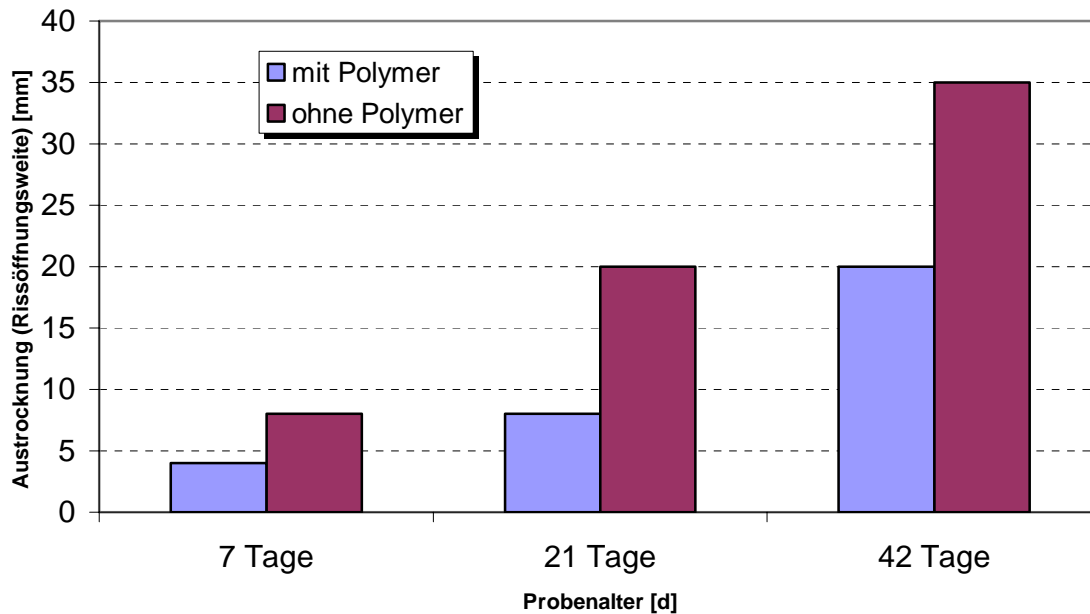
*Tab. 4.7: Messungen zur Rissöffnungsweite an unbewehrten und bewehrten DWM (nach DEUSE ET AL. [2003])*

Alter	Mit Zellulose	Ohne Zellulose
7 d	4 mm	8 mm
21 d	5 mm	20 mm
42 d	gleichmäßig 20 mm	20 – 50 mm

DEUSE ET AL. [2003] stellen fest, dass „in der erfindungsgemäßen Mischung bzw. daraus hergestellten Massen das Austrocknen der Dichtwandmasse offenbar verlangsamt und vergleichmäßig wird“. Ferner wird dem Baustoffgemenge attestiert, dass es trotz des hohen Wasseranteils frostbeständig ist. Diesen Umstand führen DEUSE ET AL. [2003] darauf zurück, dass „in den Fasern eingebundenes Wasser vor dem Einfrieren geschützt ist und zudem die Fasern die Masse gegen mechanische Spannungen durch Frost stabilisieren, wobei das in den Fasern intern gebundene Wasser beim Gefrieren durch die Elastizität der Fasern keine Schäden verursacht“.

DEUSE / PLACK [2004] untersuchten ferner den Einfluss eines Polymerzusatzes auf das Austrocknungsverhalten. Die Versuche wurden nach dem oben beschriebenen Verfahren ausgeführt.

Über einen Beobachtungszeitraum von 42 Tagen war nach DEUSE / PLACK [2004] zunächst ein deutlich verlangsamtes Austrocknen des modifizierten Baustoffes festzustellen (siehe Abb. 4.2). Zwischen dem 21. und dem 42. Tag stieg die Austrocknungstiefe des modifizierten Materials im Vergleich zur Anfangsphase jedoch deutlich an. Der Grund dafür zeigte sich beim Ausschalen beider Prüfkörper an der Beschaffenheit der rückseitigen Sandfüllung. Während bei dem konventionellen Baustoff der Sand klumpig und feucht war, befand sich hinter dem modifizierten Material trockener rieselfähiger Sand. DEUSE / PLACK [2004] folgern, dass der Austrocknungswert bei dem modifizierten Material zwischen 21 und 42 Tagen nur infolge fehlender Feuchtigkeit überproportional anstieg. Insgesamt wird konstatiert, dass der Polymerzusatz neben einem besseren Wasserrückhaltevermögen zur aktiven Kompensation von Verdunstungsverlusten auf der freigelegten Seite durch Entzug von Wasser aus dem anstehenden Boden führt.



*Abb. 4.2: Rissöffnungsweite von konventionellen und polymerfaserbewehrten DWM (nach DEUSE /PLACK [2004])*

Zusammenfassend betrachtet können die recherchierte Quellen lediglich einen Hinweis für die der Arbeit zugrunde liegenden Untersuchungen zum Verbund- und Spannungs-Verformungsverhalten von faserbewehrten DWM liefern, da das mechanische Verhalten - insbesondere gegenüber einer Biegezugbeanspruchung - kein Gegenstand der Arbeiten ist.

## 4.5 Einsatz von Faserbewehrungen bei Zweiphasen-Dichtwandmassen

### 4.5.1 Allgemeines

Die Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen stellt ein bislang noch nicht umfassend erforschtes Gebiet dar. Im Folgenden werden daher vornehmlich die Untersuchungen von ALLAN ET AL. und BRINKMANN, AMMANN und PREIß vorgestellt.

### 4.5.2 Untersuchungen von ALLAN ET AL.

ALLAN ET AL. [1993] führen aus, dass die Integrität zementbasierter Dichtwände (Zweiphasen-Dichtwände) durch den Eintritt von Rissen gefährdet ist. Sie weisen in diesem Zusammenhang explizit auf die rissbedingte Erhöhung der Systemdurchlässigkeit und die damit verbundene Effektivitätseinbuße hin. Im Rahmen ihrer Forschungen wurden sowohl Schrumpfungs- und Nass-Trocken-Zyklen als auch mechanische Beanspruchungen als Rissursachen betrachtet. Die Studien wurden hauptsächlich im Zusammenhang mit einer Altlasteneinkapselung in Albuquerque, New Mexico, durchgeführt.

Grundsätzlich schlagen ALLAN ET AL. angemessene Lagerungsbedingungen und zusätzliche Inhaltsstoffe wie Quarzmehl und gemahlene Hochofenschlacke vor, um die physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Zweiphasen-Baustoffes zu verbessern. Allerdings wird darauf aufmerksam gemacht, dass derartige Maßnahmen die Rissempfindlichkeit und -öffnungsweite nur unwesentlich vermindern können. Es wird jedoch auf die positive Wirkung einer Faserbewehrung verwiesen. Im Zuge ihrer Untersuchungen führten sie zahlreiche (teils kombinierte) Versuche zum Schrumpfungsverhalten, Aufsättigungs- und Abtrocknungsverhalten, Durchlässigkeitsverhalten, Spannungs-Verformungs-Verhalten und Frost-Tau-Verhalten durch. Als Ausgangsmaterialien wurden verschiedene Zementleime und Polypropylenfasern gewählt. Für den Zementleim bzw. das Zementleim-Boden-Gemisch wurden Mischungsverhältnisse gemäß Tab. 4.8 berücksichtigt. Als Bodeneintrag wurde ein an das Versuchsfeld in New Mexico angrenzender nicht kontaminierter angeschwemmter, schluffig-sandiger bis kiesiger Sand verwendet.

*Tab. 4.8: Mischungsverhältnisse der verwendeten Materialien (zusammengetragen aus: ALLAN ET AL. [1993, 1994, 1995\_a, 1995\_b])*

Serie	Zement [kg/m <sup>3</sup> ]	Wasser [kg/m <sup>3</sup> ]	Sand [kg/m <sup>3</sup> ]	Bentonit [kg/m <sup>3</sup> ]	Boden [kg/m <sup>3</sup> ]	Verflüssiger [l/m <sup>3</sup> ]
1	1.435	545	0	10	-	21,5
2	795	437	795	22	-	15,9
3	832	399	832	20	-	16,6
4	769	384	538	19	-	15,4
I	769	384	922	19	-	15,3
II	1.221	586	-	11	-	24,4
III	871	706	-	7	-	17,4
S1	816	391	-	7	816	16,3
S2	528	428	-	4	1.056	10,5

Aufgrund von vorab gesammelten Erfahrungen verwendeten ALLAN ET AL. vornehmlich fibrillierte Polypropylenfasern mit einer Länge von 19 mm. Teilweise wurden ebenso Monofilamentfasern verwendet. Beide Fasertypen wurden von der Firma Forta Corporation, Grove City (USA) bezogen. In Vorversuchen wurde der maximal homogen einmischbare Fasergehalt zu 0,2 Vol.-% bestimmt. Die Fasern wurden hierbei in getrennten Arbeitsschritten zu dem vorab angemischten Zementleim gegeben.

ALLAN ET AL. [1994] führten in einem ersten Schritt Durchlässigkeitsuntersuchungen an unbeanspruchten Proben durch. Vorab wurden die Proben bei verschiedenen Bedingungen gelagert. Hierbei wurde sowohl die Normlagerung als auch eine in situ angenäherte Lagerung (Temperatur und Feuchtigkeit) realisiert. Anhand von Durchlässigkeitsuntersuchungen konnte festgestellt werden, dass der Effekt eingemischter

Fasern hierbei „relativ gering bis nicht vorhanden“ und somit als nicht nachteilig einzuschätzen ist. Ergänzend durchgeführte Mikrostrukturanalysen konnten ebenfalls aufzeigen, dass durch die Fasern keine Wasserwegsamkeiten zwischen porösen Zonen hervorgerufen werden. Die Durchlässigkeit wird vielmehr durch die Struktur des Zementleims bedingt.

Im Weiteren führten ALLAN ET AL. [1995\_b] kombinierte Versuche zum Schrumpf- und Durchlässigkeitsverhalten von unbewehrten und faserbewehrten Materialien durch. Für die Durchlässigkeitsuntersuchungen wurden Proben mit einem Durchmesser von 75 mm und einer Höhe von 150 mm verwendet. Nachfolgend wurden die Proben durch Nass-Trocken-Zyklen bzw. durch anhaltende Trocknung in den Risszustand gebracht. Zu Referenzzwecken wurden ebenso ungerissenen Proben getestet. Die Durchlässigkeitsversuche wurden in Triaxialzellen bei unterschiedlichen Zelldrücken mit entlüftetem Wasser durchgeführt (siehe Abb. 4.3). Die Proben wurden vor Versuchsbeginn mit „back pressure“ gesättigt.

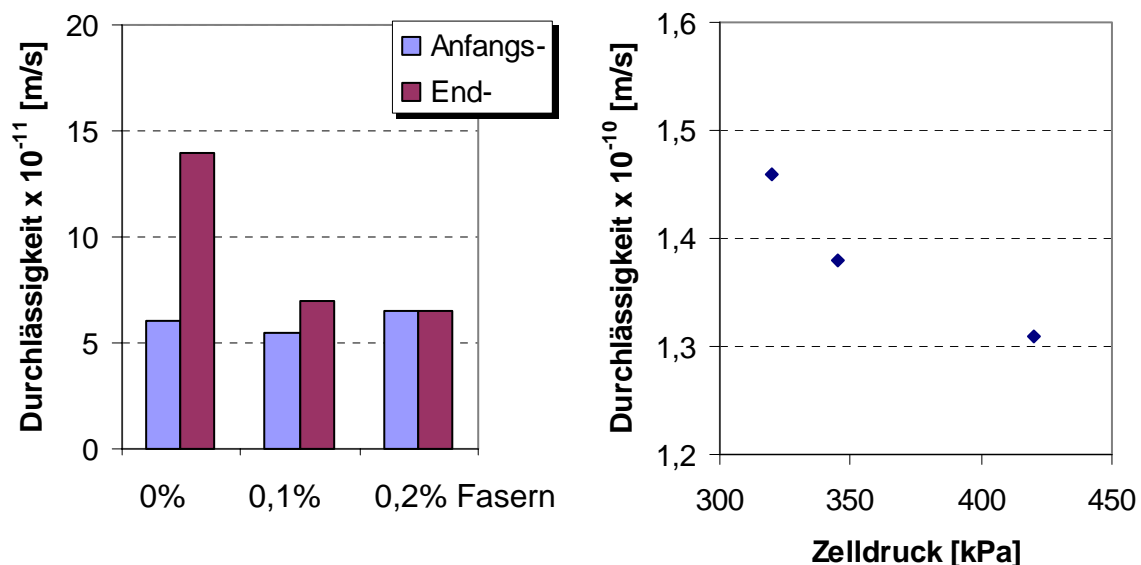


Abb. 4.3: a) Einfluss fibrillierter Fasern auf die Durchlässigkeit von feucht gelagerten Proben vor und nach Nass-Trocken-Zyklen  
b) Verhältnis zwischen Durchlässigkeit und Zelldruck für gerissene Proben S2 (siehe Tab. 4.8) mit Monofilamentfasern (nach ALLAN ET AL. [1995])

Die Durchlässigkeitsversuche wiesen keine einheitlichen Ergebnisse aus. So zeigten mit fibrillierten Polypropylenfasern bewehrte Proben keine signifikante Verringerung der Durchflussmengen bei Nass-Trocken-Zyklen. Dagegen wiesen die mit Monofilamentfasern bewehrten Proben eine deutliche Verringerung der Durchflussmengen bei anhaltender Trocknung auf. Es wird betont, dass die Randbedingungen bei der Faserauswahl zu berücksichtigen sind. Generell wird jedoch darauf hingewiesen, dass die Durchlässigkeit gerissener faserbewehrter Proben tendenziell geringer ist als die Durchlässigkeit gerissener unbewehrter Proben. Zudem wird der durchlässigkeitsmindernde Einfluss des Seitendruckes während der Durchlässigkeitsbestimmung herausgestellt.

Für die Druckfestigkeitsuntersuchungen wurden ebenfalls Proben mit einem Durchmesser von 75 mm und einer Höhe von 150 mm verwendet. Die Proben wurden sowohl unter Wasser als auch in Boden eingelagert. Abb. 4.4 stellt die einaxialen Druckfestigkeiten wassergelagerter Proben im Alter von 28 Tagen gegenüber.

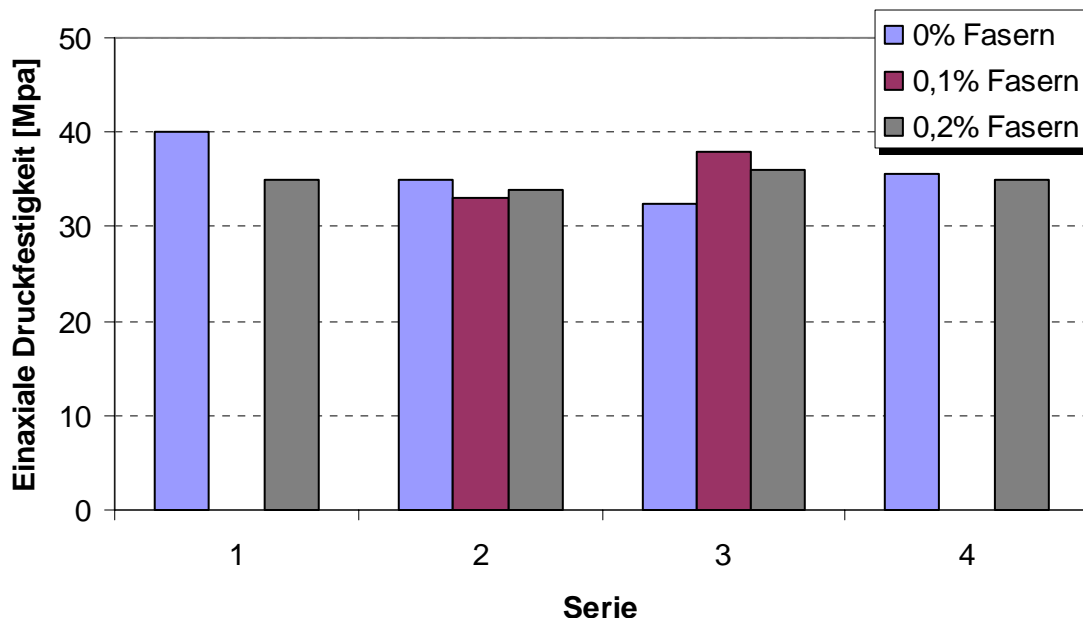
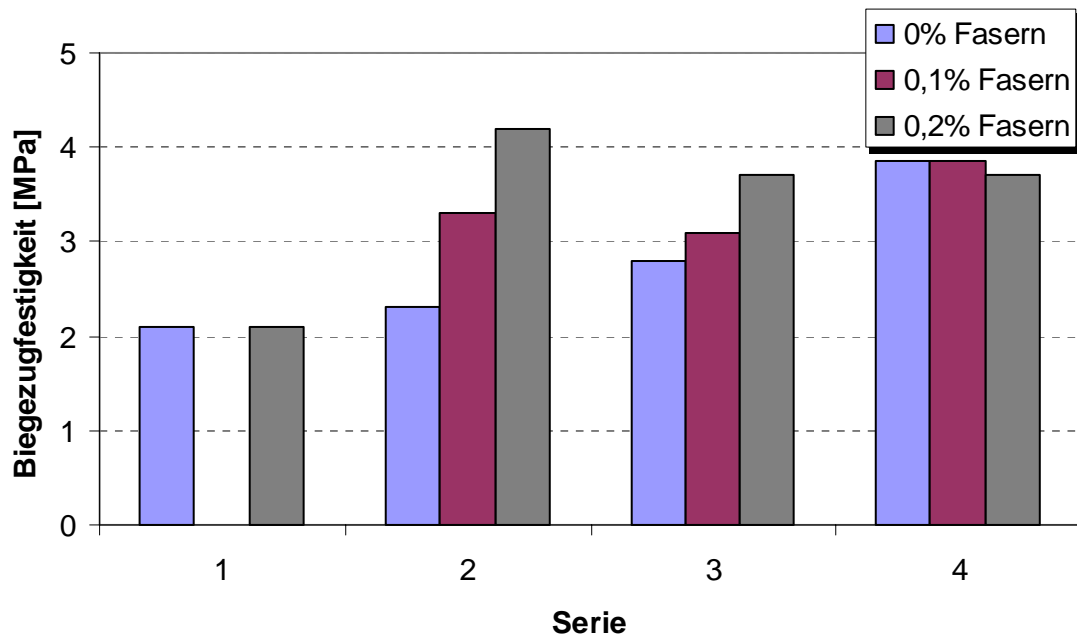


Abb. 4.4: Einfluss der Fasern auf die Druckfestigkeit wassergelagerter Proben (nach ALLAN ET AL. [1995])

Aus der Gegenüberstellung in Abb. 4.4 ist kein einheitlicher Einfluss der Fasereinmischung erkennbar. Die in Boden eingelagerten Proben weisen ebenfalls keine erkennbare Korrelation zwischen Fasergehalt und Druckfestigkeit auf. ALLAN ET AL. [1995] weisen darauf hin, dass die unbewehrten Proben einheitlich in einem parallel zur Belastungsrichtung verlaufenden spröden Bruch versagten. Bei den faserbewehrten Proben zeigte sich dagegen nach dem Erreichen der Maximallast ein langsames Absinken der aufnehmbaren Last durch die faserbedingte Lastübertragung über die Risse. Dieser Aspekt wird in der deutschsprachigen Literatur als deutlich vergrößertes „Arbeitsvermögen“ bezeichnet.

Die Biegezuguntersuchungen wurden an Balken mit den Abmessungen: 300 mm x 50 mm x 50 mm im 3-Punkt-Biegeversuch durchgeführt. Vorab wurden die Proben ausschließlich in feuchtem Boden eingelagert (Anm. des Verfassers: Wassergehalt nicht dokumentiert).



*Abb. 4.5: Einfluss der Fasern auf die Biegezugfestigkeit von im Boden gelagerten Proben (nach ALLAN ET AL. [1995])*

Die Auswertung der 3-Punkt-Biegeversuche zeigt für die untersuchten Materialien ein unterschiedliches Bild auf (siehe Abb. 4.5). Die Biegezugfestigkeit der faserbewehrten Proben der Serie 2 liegt nach ALLAN ET AL. für beide Fasergehalte über den Festigkeiten der unbewehrten Proben. Die Serie 3 zeigt lediglich für die mit 0,2 Vol.-% bewehrten Proben eine Steigerung auf. Allerdings wird sowohl für Serie 2 als auch für Serie 3 eine Korrelation zwischen Fasergehalt und Biegezugfestigkeit erkennbar. Die Serien 1 und 4 zeigen ein uneinheitliches Bild auf. Allerdings weisen ALLAN ET AL. wiederum wesentlich auf die verbesserte Duktilität bei allen untersuchten Serien hin.

Im Weiteren wurden Schrumpfversuche unter simulierten in situ-Bedingungen durchgeführt. Hierbei wurde die Entstehung innerer Zwänge durch Feuchtigkeitsvariationen hervorgerufen. Nähere Angaben zur Probenkörpergeometrie sowie Versuchsrandbedingungen sind der Originalquelle nicht zu entnehmen. Im Ergebnis konnte nach ALLAN ET AL. der bedeutende potentielle Nutzen der Faserbewehrung zur Reduktion von Schrumpfrissneigung und zur Reduktion der Rissweiten herausgestellt werden. So wurde für unbewehrte Proben eine typische Anfangsrissöffnungsweite von 150  $\mu\text{m}$ , für bewehrte dagegen von 100  $\mu\text{m}$  bei gleichen Versuchsrandbedingungen festgestellt. Im Rahmen einer weiteren Veröffentlichung (ALLAN ET AL. [1993]) werden zudem Versuche zur zeitlichen Entwicklung der Rissbreite vorgestellt. Hieraus wird der Einfluss des Fasergehaltes auf die Rissweitenentwicklung deutlich (siehe Abb. 4.6).



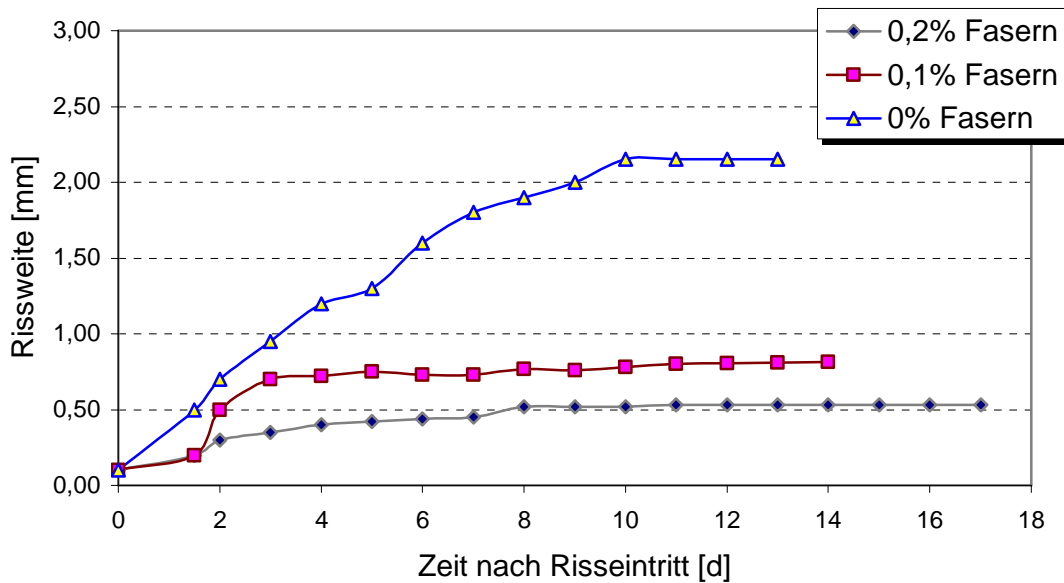


Abb. 4.6: Abhängigkeit der Rissöffnungsweite vom Zeitpunkt nach Eintritt des Risses für Serie 4 (siehe Tab. 4.8) (nach ALLAN ET AL. [1993])

Die ebenfalls durchgeführten Abtrocknungs- und Wiederbefeuchtungs-Versuche sowie die Frost-Tauwechselversuche zeigten für beide Fasergehalte keine signifikanten Verbesserungen der einaxialen Druckfestigkeiten. Jedoch wird auch in diesem Zusammenhang wiederum auf die vergleichsweise verringerte Rissneigung und Rissweite verwiesen.

#### 4.5.3 Untersuchungen von BRINKMANN, AMANN und PREIß

BRINKMANN [2000] führte am Institut für Geotechnik der ETH Zürich Laborversuche zum Einfluss einer Faserbewehrung auf die Eigenschaften von Zweiphasen-Dichtwandmassen durch. Diese Versuche wurden durch AMANN und PREIß [2004] fortgesetzt. Im Zuge der Untersuchungen wurde auf einen von HERRMANN [1993] entwickelten Zweiphasen-Baustoff zurückgegriffen. Als Fasermaterial kam Polyvinylalkohol (PVA) zum Einsatz. Es wurden unterschiedliche Fasergeometrien berücksichtigt. Die verwendeten Mischungsverhältnisse sind in Tab. 4.9 zusammengetragen.

BRINKMANN [2000] belastete im Zuge seiner Untersuchungen eine 4 m hohe Probewand auf reine Biegung. Für einen unbewehrten Baustoff wurde dabei als Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Durchbiegung ein Wert von  $\delta < 1$  mm festgestellt. In der Konsequenz wurde der Baustoff mit einer Polyvinylalkoholfaserbewehrung versehen. An dem Verbundbaustoff wurden im Alter von 14, 28 und 56 Tagen Einaxiale Druckversuche, Dreipunkt Biegezugversuche und Durchlässigkeitsversuche durchgeführt.

Tab. 4.9: Zusammensetzung des Dichtwandmaterials (nach PREIß/AMANN [2004])

Fasergehalt [Vol.-%]	0	0,75	1,1	1,45
Wasser [kg/m³]	654	644,25	639,7	635,15
Ton [kg/m³]	491	491	491	491
Flugasche [kg/m³]	123	123	123	123
Zement [kg/m³]	368	368	368	368
Fasermenge [kg/m³]	0	9,75	14,3	18,85
Verflüssiger [kg/m³]	3,68	3,68	3,68	3,68

Anhand der Spannungs-Dehnungs-Diagramme der einaxialen Druckversuche kann eine deutliche Wirkung der Fasern abgeleitet werden. Das typische Abfallen der Spannung bei der unbewehrten Probe nach dem Bruch der Matrix bleibt bei den bewehrten Proben aus. Teilweise ist sogar eine geringfügige Spannungssteigerung festzustellen (siehe Abb. 4.7).

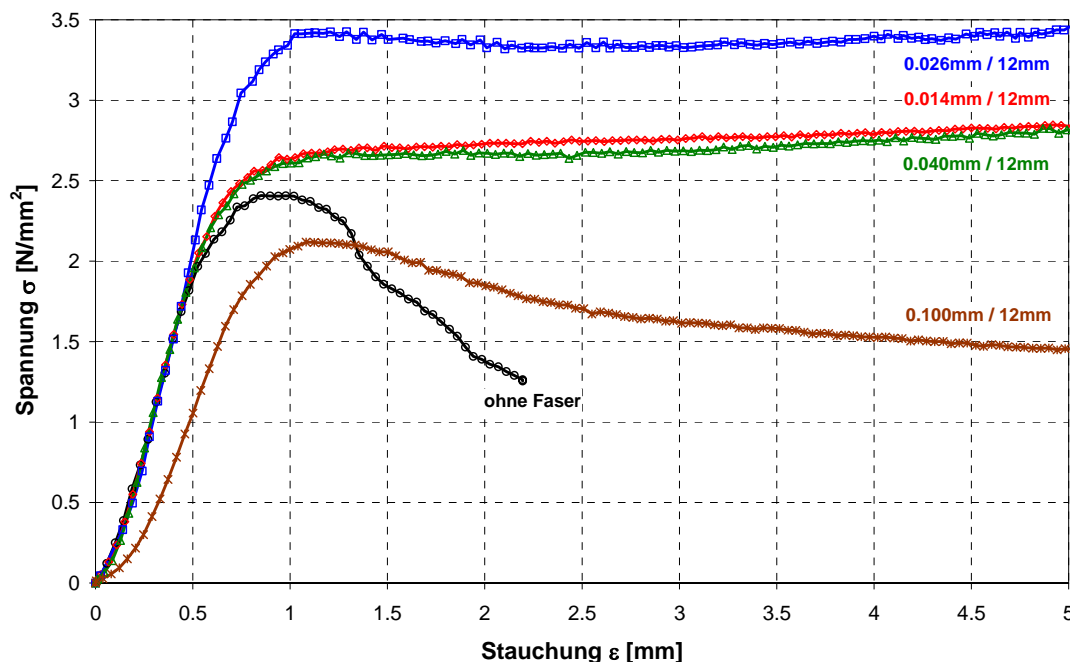


Abb. 4.7: Einaxiale Druckfestigkeit mit einem Fasergehalt von 1.1 Vol.-%, Angabe der Fasergeometrie als „Durchmesser/Länge“ (PREIß / AMANN [2004])

Die für die Biegezugversuche verwendeten Proben wiesen die Abmessungen von 280/70/70 mm (L/B/H) auf. Das mechanische Verhalten beschreiben PREIß / AMANN wie folgt:

„Im elastischen Bereich (1) beteiligt sich die Faser im vollen Verbund mit der Matrix bei der Lastabtragung. Es folgt der plastische Bereich (2), wo einerseits die ersten Risse auftreten, gleichzeitig aber eine Verfestigung stattfindet, was durch einen weiteren Lastanstieg gekennzeichnet ist. Mit Erreichen der Höchstlast kommt es anschließend (Bereich 3) zu einem starken Abfall der Last. Hier werden die Fasern aus der Matrix herausgezogen, was nur noch durch die Reibungsspannung behindert wird. Mit Hilfe der Bewehrung kann das duktile Verhalten des Dichtwandmaterials deutlich verbessert werden. Des Weiteren wird ein Vielfaches der Bruchlast ohne Fasern erzielt. [...] Die maximale Festigkeit der bewehrten Proben ist um das 4,5-fache höher als der unbewehrten Proben.“ (siehe auch Abb. 4.8).

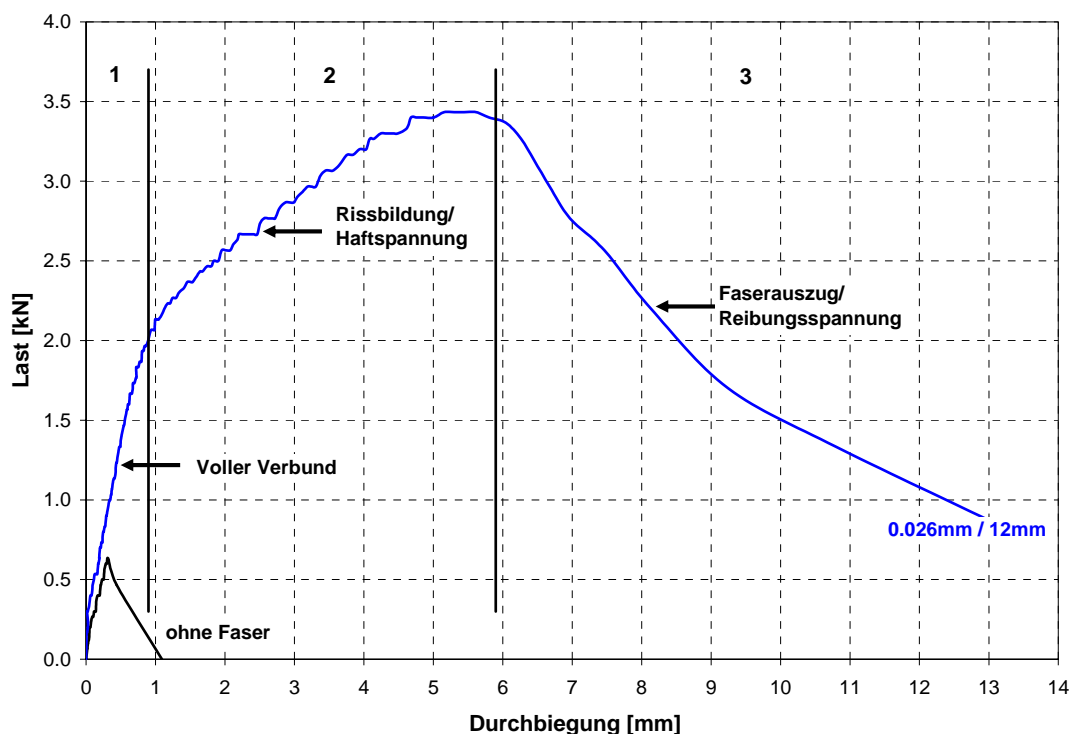


Abb. 4.8: Last-Verformungs-Diagramm mit einem Fasergehalt von 0.75 Vol.-% (PREIß / AMMANN [2004])

Bei der Durchbiegung im Bruchzustand sind nach PREIß / AMANN [2004] die Auswirkungen der Bewehrung noch deutlicher. Hier ist eine Steigerung um mehr als das 20-fache zu verzeichnen.

Die Zugabe der Fasern hatte bei unverformten Proben keine erhöhten Durchlässigkeiten zur Folge.

## 4.6 Einsatz von Faserbewehrungen im Grundbau

### 4.6.1 Allgemeines

Zum Einsatz von Fasern im Grundbau konnten einzelne Beiträge aus dem Bereich der Abfallwirtschaft und zur Faserbewehrung nichtbindiger Böden recherchiert werden. Für die als relevant erachteten bindigen Böden existieren dagegen sehr wenige Quellen.

Im Folgenden wird ein Abriss über die Möglichkeiten der Einleitung von Zugkräften in Böden gegeben. Hierbei werden Modelle für nichtbindige Böden erläutert. Auf einen Beitrag zur Faserbewehrung bindiger Böden wird ausführlich eingegangen.

#### **4.6.2 Bauverfahren zur Einleitung von Zugkräften im Boden**

Die Aufnahme von Zugkräften stellt bei Böden - vergleichbar zum Beton - aufgrund der theoretisch nicht anrechenbaren Zugfestigkeit ein konstruktiv zu lösendes Problem dar. Folgende Bauverfahren können zur Anwendung kommen:

- Verankerungen und Vernagelungen
- Bodennägel
- Zugpfähle
- Verpressanker
- Bewehrte Erde Bauwerke
- Bewehrung mit Geotextilien und Geogittern

Das letztgenannte Bauverfahren „Bewehrung mit Geotextilien und Geogittern“ wird aufgrund vorhandener Übertragungsmöglichkeiten auf DWM kurz umrissen. Grundsätzlich vorstellbar wäre das Einstellen einer derartigen Bewehrung in den suspensionsgefüllten Schlitz. Die folgenden Angaben stammen hauptsächlich aus dem Merkblatt für die Anwendung von Geogittern im Erdbau des Straßenwesens INTERESSENVERBAND [1994] und HENNE [1995].

Durch den Einsatz von Geotextilien und Geogittern kann eine unzureichende Tragfähigkeit des Untergrundes bzw. die Standsicherheit bei steilen Böschungen erhöht werden. Diese Tragfähigkeits- und/oder Standsicherheitssteigerung wird durch die Aufnahme von Zugkräften erreicht. Zu den Geotextilien werden wasserdurchlässige Vliesstoffe, Gewebe, Maschenwaren und Verbundstoffe gezählt. Als Vliesstoffe werden verfestigte Matten aus flächenhaft aufeinander gelegten Endlosfasern (Filamentvliesstoffe) oder 3-5 cm lange Spinn- oder Stapelfasern (Spinnfaservliesstoffe) bezeichnet. Der Verfestigungseffekt beruht auf mechanischen, adhäsiven und kohäsiven Effekten und ggf. deren Kombinationen. Bei Geweben handelt es sich um rechtwinklig gekreuzte Fadensysteme. Als Maschenware werden Flächengewebe bezeichnet, die aus einem oder mehreren schleifenförmig miteinander vermaschten Fadensystemen bestehen.

Geogitter werden in gewebte, gestreckte und gelegte Geogitter unterteilt. Gewebte Geogitter weisen Öffnungsweiten  $> 10$  mm auf. Unter gestreckten Geogittern werden gelochte Kunststoffbahnen verstanden, die in einer oder zwei Richtungen gedehnt wurden. Das Dehnen hat eine Orientierung der Polymermoleküle zur Folge. Hieraus resultiert eine Festigkeitssteigerung und Dehnungsverringerung in Streckrichtung. Bei der Herstellung gelegter Geogitter werden ummantelte Bänder kreuzweise gelegt und an den Schnittstellen verbunden. Die gebräuchlichsten Rohstoffe sind Polyamid (PA), Polyethylen (PE), Polyester (PES) und Polypropylen (PP). Ferner werden Naturstoffe wie Flachs, Jute oder Kokos verwendet. Die Fasern oder Gitter können zusätzlich mit Polyvinylchlorid (PVC), PE oder Bitumen ummantelt werden.

Für eine bewehrende Wirkung eignen sich insbesondere Gewebe. Ihre mechanischen Eigenschaften können anisotrop ausgebildet werden. Als besonders zweckmäßig für die Aufnahme von Zugkräften haben sich Maschenwaren erwiesen. Sie sind in der Lage, in Garnrichtung definierbar große Zugkräfte aufzunehmen. Aufgrund der höheren Steifigkeit führt die Krafteinleitung hier zu geringeren Dehnungen als bei Geweben.

Bei geforderten Bewehrungsrichtungen können ebenso Geogitter eingesetzt werden. Zur Kraftübertragung werden hierbei hauptsächlich Reibungswiderstände und teilweise auch der Erdwiderstand an Knoten und Stegen herangezogen. Als Voraussetzung für den letztgenannten Effekt ist eine ausreichende Knotensteifigkeit zu gewährleisten. Die Bodenteilchen verspannen sich dabei in den Gitteröffnungen. Bei einsetzender Zugbeanspruchung tritt in den Maschen ein lokal begrenzter Scherbruch ein.

#### **4.6.3 Faserbewehrte bindige Böden**

Für den Themenbereich ‚Faserbewehrte bindige Böden‘ konnte lediglich auf eine Quelle zurückgegriffen werden. Es handelt sich um das BMFT-Verbundvorhaben „Durchlässigkeit und Spannungs-Verformungs-Verhalten faserbewehrter Böden für Deponieabdichtungssysteme“ (RODATZ [1994]). Das Ziel des Vorhabens bestand darin zu prüfen, ob die Bewehrung von mineralischen Dichtungsmaterialien mit kurzen, isotrop eingebetteten Fasern eine höhere und gleichzeitig rissfreie Verformung und eine höhere Festigkeit zur Folge hat, ohne die Durchlässigkeit zu erhöhen. Im Zuge des Vorhabens wurde keine Modellbildung betrieben bzw. Bemessungsansätze abgeleitet. Im Folgenden wird ausschließlich auf RODATZ [1994] eingegangen.

#### **Versuchsprogramm**

Im Rahmen der Untersuchungen wurden ein Ton (TA), ein Lehm (TL/UL) und ein mit Tonmehl vergüteter Sand (ST/SU) verwendet.

Die Fasern für die Untersuchungen wurden nach den geometrischen und mechanischen Eigenschaften sowie dem Wasseraufnahmevermögen ausgewählt (siehe Tab. 4.10). Die Resistenz gegenüber Schadstoffen in Sickerwässern wurde nicht berücksichtigt, da die Fasern im Boden eingebettet waren und somit nicht direkt mit den Sickerwässern in Kontakt traten.

Für die Herstellung der Proben wurde zunächst der gesamte Boden homogenisiert und so eingelagert, dass der natürliche Wassergehalt erhalten blieb. Nach dem Einmischen der Fasern wurde der jeweilige optimale Wassergehalt eingestellt. So war eine Probenherstellung ohne Fasernester möglich. Generell sind zur Herstellung von bewehrten Proben folgende Aussagen zusammenzufassen:

- Der praktikable Fasergehalt von Kunststofffasern liegt zwischen 0,5 und 1,5 Mas.-%, der von Glasfasern zwischen 0,5 und 3,0 Mas.-% (bezogen auf die Trockenmasse des Bodens).
- Bei Fasergehalten unter 0,5 Mas.-% sind keine Veränderungen des Spannungs-Verformungs-Verhaltens feststellbar.

- Fasergehalte über 1,5 Mas.-% setzen eine sehr sorgfältige Homogenisierung voraus.
- Bei Faserzugabe zu trockenen Böden sind keine homogenen Proben herstellbar.

*Tab. 4.10: Zusammenstellung der gewählten Fasern und ihrer Eigenschaften*

Zeichen	Bewehrung	Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	Wasseraufnahme [%]
PA 25/0,2	Polyamid 6, glatt Länge 25 mm Durchmesser 0,2 mm	1,12 – 1,14	10
PA 50/0,2	Polyamid 6, glatt Länge 50 mm Durchmesser 0,2 mm	1,12 – 1,14	10
PASIC 25/2	Polyamid 6.12 mit Siliziumcarbid Korn 80 Länge 25 mm Durchmesser 2 mm	keine Angabe	1
PASIC 50/2	Polyamid 6.12 mit Siliziumcarbid Korn 80 Länge 50 mm Durchmesser 2 mm	keine Angabe	1
PP 25/0,2	Polypropylen, glatt Länge 25 mm Durchmesser 0,2 mm	0,90	0
PP 50/0,2	Polypropylen, glatt Länge 50 mm Durchmesser 0,2 mm	0,90	0
TG 6/0,014	Textilglas Länge 6 mm Durchmesser 0,014 mm	2,6	0
TG 12/0,014	Textilglas Länge 12 mm Durchmesser 0,014 mm	2,6	0

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Untersuchungen zusammengefasst. Es ist anzumerken, dass diese Zusammenfassung eine gekürzte Form des BMFT-Verbundvorhabens darstellt.

### **Proctorversuche**

Die Proctorversuche wurden jeweils mit einem unbewehrten Boden und acht faserbewehrten Böden bei Fasergehalten von 0,5 und 1,5 Mas.-% durchgeführt. Die für die vorliegende Arbeit relevanten Versuchsergebnisse des untersuchten Tons werden im Folgenden jeweils aufgezeigt (siehe hier Tab. 4.11 und Abb. 4.9).

Tab. 4.11: Ergebnisse der Proctorversuche mit dem Boden TA

TA	0,5 %-Bew.			1,5 %-Bew.		
	$w_{Pr}$ [%]	$\rho_{Pr}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$D_{Pr}$ [%]*	$w_{Pr}$ [%]	$\rho_{Pr}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$D_{Pr}$ [%]*
PA 25/0,2	27,5	1,490	97,4	29,8	1,465	95,8
PA 50/0,2	27,8	1,470	96,1	28,7	1,456	95,2
PASIC 25/2	21,9	1,609	105,2	23,8	1,585	103,6
PASIC 50/2	22,2	1,606	105,0	23,3	1,590	103,9
PP 25/0,2	27,2	1,517	99,2	27,6	1,459	95,4
PP 50/0,2	27,8	1,507	98,5	28,5	1,460	95,4
TG 6/0,014	22,4	1,648	107,7	23,5	1,615	105,6
TG 12/0,014	23,5	1,627	106,3	23,4	1,620	105,9

\* Verdichtungsgrad  $D_{Pr}$  ist bezogen auf den unbewehrten Ton mit  $\rho_{pr} = 1,530 \text{ t/m}^3$  und  $w_{pr} = 26,4 \%$

Aus Abb. 4.9 wird erkennbar, dass die Proctorkurven der faserbewehrten Böden bei den Kunststofffasern nach rechts unten und bei den Glasfasern nach links oben verschoben werden. Die unterschiedlichen Verdichtungsgrade  $D_{Pr}$  resultieren hierbei aus den unterschiedlichen Dichten von Bewehrung und Boden und der Verspannung der längeren Fasern, die eine Verdichtungsbehinderung zur Folge haben. Die erreichbaren Trockendichten sind bei bewehrten Böden mit Kunststofffasern überwiegend geringer als bei den unbewehrten Böden. Die mit PASIC- oder TG-Fasern bewehrten Böden weisen dagegen höhere Trockendichten als der unbewehrte Boden auf. Hierfür sollten die hohen Faserdichten ursächlich sein. Die weiteren Versuche wurden bei jeweils optimalem Wassergehalt mit Proctordichte durchgeführt.

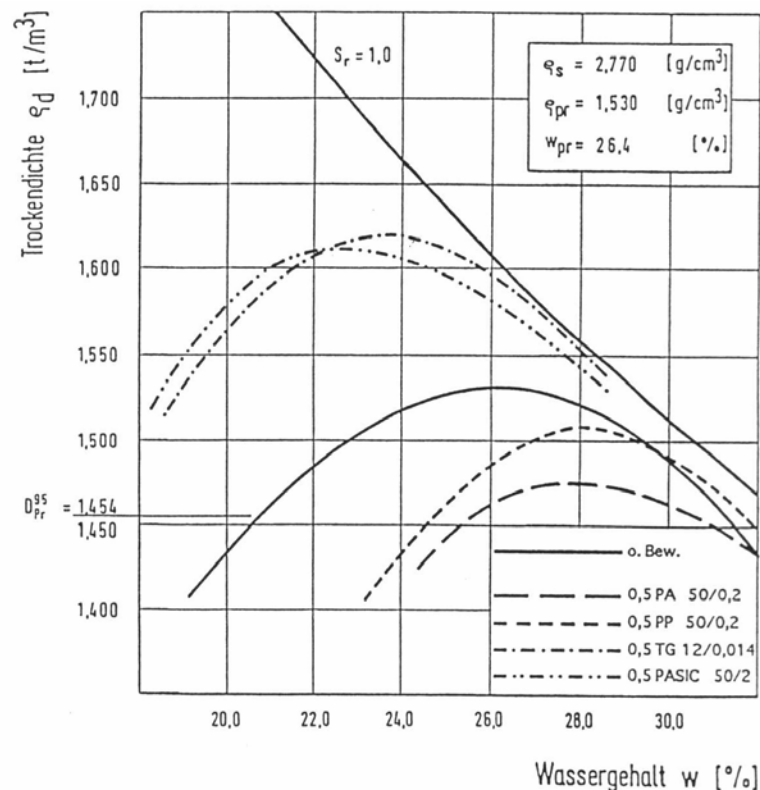


Abb. 4.9: Ergebnisse der Proctorversuche mit dem Boden TA

## Einaxiale Druckversuche

Die einaxialen Druckversuche wurden gemäß DIN 18136 durchgeführt. Der Ton und der vergütete Sand wurden mit Fasergehalten zwischen 0,5 und 2,0 Mas.-% versetzt. Für den Lehm wurden Fasergehalte zwischen 0,5 und 1,5 Mas.-% eingestellt.

Tab. 4.12 gibt die Versuchsergebnisse für den untersuchten Ton wieder. Hier sind durch die Bewehrung die zwei- bis dreifachen Druckfestigkeiten und  $E$ -Moduln möglich. Als optimal erwies sich ein Fasergehalt von 1,5 Mas.-%. Die höheren Festigkeiten werden bei kurzen Fasern erreicht. Die Bruchstauchungen sind geringer als die der unbewehrten Probe. Die Graphen der Spannungs-Verformungs-Kurven lassen keine ausgeprägten Maxima erkennen. Das Spannungsniveau blieb bis zur maximalen Stauchung von 15% erhalten, ohne dass Risse auftraten. Dies bedeutet, dass für die Aktivierung der Faserbewehrung Verformungen in der Größenordnung der Bruchstauchung des unbewehrten Bodens erforderlich waren.

Tab. 4.12: Ergebnisse der Einaxialen Druckversuche mit dem Ton TA

TA	0,5 %-Bew.			1,0 %-Bew.			1,5 %-Bew.			2,0 %-Bew.		
	$\varepsilon_f$ [%]	$q_u$ [kPa]	$E$ [Mpa]	$\varepsilon_f$ [%]	$q_u$ [kPa]	$E$ [Mpa]	$\varepsilon_f$ [%]	$q_u$ [kPa]	$E$ [Mpa]	$\varepsilon_f$ [%]	$q_u$ [kPa]	$E$ [Mpa]
PA 25/0,2	5,8	192	6,6	6,6	229	9,2	7,6	207	11,9	6,7	172	7,4
PA 50/0,2	5,5	137	4,7	6,3	162	9,5	10,2	155	8,2	*	*	*
PASIC 25/2	5,5	102	7,8	6,5	175	17,8	6,8	245	14,4	5,9	182	8,7
PASIC 50/2	3,7	124	7,8	5,2	228	8,7	7,1	249	11,4	7,0	243	11,2
PP 25/0,2	6,7	172	11,9	7,3	177	18,7	8,3	227	19,6	6,7	209	14,0
PP 50/0,2	7,0	188	11,4	9,3	216	16,1	11,0	192	7,0	*	*	*
TG 6/0,014	5,9	168	8,3	8,3	169	10,9	9,4	233	20,9	9,4	223	17,7
TG 12/0,014	5,5	152	12,7	9,9	156	9,8	5,5	239	17,0	6,4	245	14,4
unbewehrt	8,5	72	3,9									

\* keine Angabe

Bei dem Lehm steigen die Druckfestigkeiten erst bei Fasergehalten  $> 1,5$  Mas.-% deutlich an. Hiermit ist ein Anstieg der Bruchstauchungen verbunden. Der Sand verhält sich ähnlich wie Ton. Jedoch werden hier nochmals geringere Festigkeitszuwächse im Vergleich zum Ton ausgewiesen.

## Direkte Scherversuche

Die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  wurden für Fasergehalte von 0,5 und 1,5 Mas.-% bestimmt. Die Proben wurden bei Auflasten von 50 - 200 kPa unter einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit von  $v = 0,02$  mm/min abgeschert.

Tab. 4.13 stellt die Ergebnisse für den Ton gegenüber. Die Kohäsion liegt für den Fasergehalt von 0,5 Mas.-% in der Größenordnung des unbewehrten Bodens. Bei dem Fasergehalt von 1,5 Mas.-% ist dagegen eine Verminderung um ca. 20% festzustellen. Die Reibungswinkel werden als vergleichbar eingestuft.



Tab. 4.13: Ergebnisse der Direkten Scherversuche (CD) mit dem Boden TA

TA	0,5 %-Bew.		1,5 %-Bew.	
	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]
PA 25/0,2	61	19,4	25	24,0
PA 50/0,2	32	19,5	43	20,9
PASIC 25/2	51	16,6	55	22,5
PASIC 50/2	50	17,4	20	25,8
PP 25/0,2	27	18,7	25	22,2
PP 50/0,2	60	19,3	53	16,2
TG 6/0,014	42	21,4	42	18,2
TG 12/0,014	48	21,4	*	*
unbewehrt	56	21,4		

\* keine Angabe

Der bewehrte Lehm zeigt bei einem Bewehrungsgrad von 0,5% unabhängig von der Bewehrungsart eine zwei- bis dreifache Kohäsion und einen etwa gleich großen Reibungswinkel wie der nicht bewehrte Boden. Der bewehrte Sand verhält sich ähnlich.

### Triaxialversuche

Die Triaxialversuche wurden gemäß DIN 18137 durchgeführt. Die Proben wurden mit Proctordichte und optimalem Wassergehalt eingebaut und undrainiert bei Horizontalspannungen von 50 - 200 kPa bis maximal 15% der Probenhöhe gestaucht. Die Verformungsgeschwindigkeit betrug  $v = 0,5$  mm/min. In Tab. 4.14 sind die Ergebnisse für den Ton zusammengestellt.

Tab. 4.14: Ergebnisse der Triaxialversuche (UU) mit dem Boden TA

TA	0,5 %-Bew.		1,5 %-Bew.	
	$c_u$ [kPa]	$\varphi_u$ [°]	$c_u$ [kPa]	$\varphi_u$ [°]
PA 25/0,2	84	10,7	*	10,7
PA 50/0,2	66	8,3	121	6,9
PASIC 25/2	72	7,2	95	10,0
PASIC 50/2	75	9,0	97	10,4
PP 25/0,2	116	4,2	64	10,6
PP 50/0,2	116	2,5	*	*
TG 6/0,014	59	10,6	85	11,6
TG 12/0,014	64	10,4	84	9,1
unbewehrt	79	2,6	79	2,6

\* keine Angabe

Bei dem höheren Fasergehalt sind größere erzielbare Festigkeiten zu erkennen. Die Festigkeiten nehmen bei steigendem Spannungsniveau zu. Der Festigkeitszuwachs kann nach RODATZ [1994] mit einer Teilsättigung der Proben und der möglicherweise daraus resultierenden Kompression des Bodens, die eine Verspannung der Fasern zur Folge hat, erklärt werden. Bei bewehrtem Lehm und Sand war generell eine größere und mit höherem Spannungsniveau stärker ansteigende Festigkeit erkennbar.

### Kompressionsversuche

An dieser Stelle soll nur erwähnt werden, dass die Unterschiede der Steifemoduln bei kunststoffbewehrten und unbewehrten Proben im Rahmen der Versuchsgenauigkeit lagen. Die Quellhebungen werden durch die Bewehrung nicht wesentlich beeinflusst.

### Spaltzugversuche

Die durchgeführten Spaltzugversuche ergaben für die unbewehrten Proben keine messbaren Festigkeiten. Für die bewehrten Proben konnte dagegen etwa ein Wert von 10 - 20% der Anfangsfestigkeit  $c_u$  festgestellt werden. Bei der Bewehrung mit längeren Fasern stellten sich tendenziell höhere Festigkeiten ein.

### Durchlässigkeitsversuche

Die Durchlässigkeitsversuche wurden entsprechend DIN 18130 durchgeführt. Eine Probensättigung - wie sie nach DIN 18130-1 vorgesehen ist - wurde nicht realisiert. Die Prüfung erfolgte bei einer isotropen statischen Belastung (Zelldruck = 0,9 bar) und einem hydraulischen Gefälle von  $i = 50$ . In Tab. 4.15 werden die Ergebnisse für den bewehrten Ton angegeben.

Tab. 4.15: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche mit dem Boden TA

TA	0,5 %-Bew. $k$ [m/s]	1,0 %-Bew. $k$ [m/s]	1,5 %-Bew. $k$ [m/s]	2,0 %-Bew. $k$ [m/s]	3,0 %-Bew. $k$ [m/s]
PA 25/0,2	$3,1 \times 10^{-11}$	$6,1 \times 10^{-11}$	$3,2 \times 10^{-10}$	$8,7 \times 10^{-10}$	*
PA 50/0,2	$3,0 \times 10^{-11}$	$2,9 \times 10^{-10}$	$5,4 \times 10^{-10}$	*	*
PASIC 25/2	$2,7 \times 10^{-11}$	$1,1 \times 10^{-11}$	$3,2 \times 10^{-11}$	$9,3 \times 10^{-11}$	$7,5 \times 10^{-10}$
PASIC 50/2	$2,6 \times 10^{-11}$	$5,2 \times 10^{-11}$	$3,2 \times 10^{-10}$	$6,2 \times 10^{-10}$	$2,9 \times 10^{-09}$
PP 25/0,2	$3,0 \times 10^{-11}$	$5,2 \times 10^{-11}$	$5,7 \times 10^{-11}$	$8,6 \times 10^{-11}$	$1,5 \times 10^{-10}$
PP 50/0,2	$3,3 \times 10^{-11}$	$8,2 \times 10^{-11}$	$1,7 \times 10^{-10}$	*	*
TG 6/0,014	$2,6 \times 10^{-11}$	$2,4 \times 10^{-11}$	$2,9 \times 10^{-11}$	$1,0 \times 10^{-11}$	$8,7 \times 10^{-11}$
TG 12/0,014	$4,9 \times 10^{-11}$	$4,2 \times 10^{-11}$	$2,3 \times 10^{-11}$	$1,0 \times 10^{-11}$	$2,0 \times 10^{-11}$

\* keine Angabe

Der Durchlässigkeitsbeiwert unbewehrter Proben wurde zu  $k = 3,0 \times 10^{-11}$  m/s ermittelt. Der Ton wies bis zu einem Fasergehalt von 1 Mas.-% (mit Ausnahme von PA 50/0,2) eine fast unveränderte Durchlässigkeit auf. Bei der Bewehrung mit Kunststoff-

fasern stiegen bei Fasergehalten > 1,5 bzw. 2,0 Mas.-% die Durchlässigkeiten deutlich an. Diese Tendenz ist bei der Bewehrung mit Glasfasern bis zum maximalen Fasergehalt von 3,0 Mas.-% nicht zu erkennen.

Für den Lehm ist bis zu einem Fasergehalt von 1,5 Mas.-% faktisch keine Beeinflussung der Durchlässigkeit festzustellen. Bei höheren Fasergehalten stellen sich die Werte der mit Glasfasern bewehrten Proben geringfügig unter und die Werte der mit Kunststofffasern bewehrten Proben geringfügig über dem Wert der Referenzproben ein.

Bei den Proben mit bewehrtem Sand sind bis zu einem Fasergehalt von 1,5 Mas.-% keine Unterschiede in der Durchlässigkeit zur unbewehrten Probe zu erkennen. Bei ansteigendem Fasergehalt nimmt die Durchlässigkeit für alle Fasern, also im Gegensatz zu Ton auch bei den Glasfasern, zu.

### **Durchlässigkeitsversuche an gestauchten Proben**

Die Durchlässigkeitsprüfung wurde unter den oben geschilderten Versuchsrandbedingungen durchgeführt. Der Unterschied besteht hier darin, dass die Proben in einem ersten Schritt bei Zelldrücken von 1,2 und 2,9 bar stufenweise bis 2,5%, 5% und 10% der Probenhöhe gestauch wurden. Im Anschluss wurde die Durchlässigkeit bestimmt.

Im Ergebnis dieser Untersuchung stellt RODATZ [1994] bei kleineren Horizontalspannungen nur höhere Durchlässigkeiten für die Bewehrung mit langen Kunststofffasern fest. Ansonsten liegen die Durchlässigkeiten sowohl bei der kleineren als auch bei der größeren Horizontalspannung im Bereich der unbewehrten Probe. Ferner wurde festgestellt, dass der ausgeprägt plastische Ton schon bei geringen Horizontalspannungen größere Verformungen rissfrei, also ohne Steigerung der Durchlässigkeit, aufnimmt. Bei Lehm und Sand sind bei den höheren Horizontalspannungen ebenfalls keine Steigerungen der Durchlässigkeit festzustellen. Bei geringeren Horizontalspannungen steigt die Durchlässigkeit dieser Böden. Des Weiteren war bei Bewehrung mit TG und PASIC eine Verbesserung des Durchlässigkeitsverhaltens bei den aufgetragenen Verformungen zu erkennen.

Zusammenfassend konstatierte RODATZ [1994], dass faserbewehrte Verbundbaustoffe auf Basis der untersuchten Grundmaterialien „herstellbar sind und dass damit höhere Festigkeiten bei gleicher bzw. geringerer Durchlässigkeit als bei unbewehrten Böden erreichbar sind“. Eine explizite Empfehlung bezüglich Erfolg versprechender Böden wird nicht gegeben. In Bezug auf den Faserwerkstoff werden „oberflächenrauen Kunststofffasern mittlerer Steifigkeit mit geringem Wasseraufnahmevermögen und Glasfasern“ die besten Erfolgsaussichten eingeräumt.

## **4.7 Einsatz von Faserbewehrungen im Massivbau**

### **4.7.1 Allgemeines**

Stahlfaserbeton ist gemäß DBV [1996] ein „Beton nach DIN 1045, dem zum Erreichen bestimmter Eigenschaften Stahlfasern zugegeben werden“. Diese Definition lässt sich auf alle Faserbetone erweitern. Prinzipiell sind alle in Kap. 4.3 charakteri-

sierten Werkstoffe als Faserbewehrung im Massivbau geeignet. In baupraktischen Anwendungen haben sich jedoch hauptsächlich Glas-, Kunststoff- und vor allem Stahlfasern durchgesetzt.

Glasfaserbetone werden zur Herstellung dünnwandiger Elemente wie z.B. Fassadenplatten, Rohren oder Schalen verwendet. Zudem wird bei Betoninstandsetzungsarbeiten z.T. mit glasfaserverstärkten Mörteln eingesetzt. Kunststofffasern werden zur Verringerung anfänglicher Schwindneigung im Estrichbau und aufgrund ihres Temperaturverhaltens im Brandschutz verwendet. Die homogene Struktur der Zementsteinmatrix verhindert Flüssigkeits- und Dampftransporte zur Entspannung des Innendruckes im Brandfall. Resultierende Abplatzungen der Betonoberfläche können zum Versagen des Bauteiles führen. Derartige Abplatzungen sind nach KORDINA [1996] bereits durch die Zugabe von  $4,0 \text{ kg/m}^3$  Polypropylenfasern, die im Brandfall schmelzen und Mikroporen freigeben, vermeidbar. Zur statischen Ertüchtigung werden Kunststofffasern im Massivbau nicht eingesetzt.

Die Faserzugabemenge bei Stahlfaserbeton ist bei normalen Herstellungsprozessen auf ca.  $60 \text{ kg/m}^3$ , für gute und problemlose Verarbeitbarkeit auf  $20 - 40 \text{ kg/m}^3$  begrenzt. Diese Fasermenge kann nach FALKNER [2002] bei einer Zugbeanspruchung zwischen 20 und 40 % der beim Reißen des Betons freiwerdenden Zugkräfte aufnehmen. Bei einer Biegebeanspruchung beträgt die Resttragfähigkeit je nach Fasertyp zwischen 60 und 120 %. Für hochbeanspruchte Bauteile wird somit deutlich, dass mit einem ausschließlich faserbewehrten Beton die freiwerdenden Zugkräfte im Versagensfall schwerlich aufgenommen werden können. Faserbewehrte statisch bestimmt gelagerte Betonbauteile stellen folglich bei einer Zug-, aber auch bei einer Biegebeanspruchung und hohen abzutragenden Kräften keine Alternative zu Bauteilen mit einer Betonstahl- oder Spannbetonbewehrung dar. Anders verhält sich jedoch das Tragverhalten bei statisch unbestimmten Systemen. Hier lassen sich insbesondere bei Platten und Schalen mit der Möglichkeit der Lastumlagerung Tragfähigkeitssteigerungen erreichen, die nach FALKNER [2002] den „zwei- bis vierfachen Wert gegenüber einer unbewehrten Konstruktion ermöglichen“.

In vielen Praxisanwendungen wird ein statisch relevanter Traganteil der Faserbewehrung planmäßig nicht berücksichtigt. In den letzten Jahren wurden jedoch, angeregt durch neue Erkenntnisse und Entwicklungen im Bereich der Bemessung, zunehmend Projekte realisiert, in denen die Verbundwirkung statisch mitwirkend angesetzt wurde. Zu erwähnen sind in diesem Zusammenhang der Einsatz des Stahlfaserbetons bei der Erstellung einer Unterwasserbetonsohle am Potsdamer Platz in Berlin (FALKNER [1996]), die Zulassung für Kellerwände aus Stahlfaserbeton (TEUTSCH [1998]), die Zulassung für Fundamentplatten aus Stahlfaserbeton (TEUTSCH [1998\_b]), der Einsatz von Stahlfaserbeton bei Elementdecken (RIESE [1997], VÖLKE [1998]), der Einsatz beim Bau einer Teststrecke der festen Fahrbahn (DAHL [2002]) und die Erstellung eines Tunnelabschnittes in den Niederlanden (WALRAVEN [2002]). Weitere Einsatzbereiche sind im Fertigteilbau angesiedelt.

Im Zuge der weiteren Erläuterungen wird entsprechend der Verbreitung im Massivbau zumeist auf Stahlfaserbeton eingegangen.

#### 4.7.2 Herstellung von Stahlfaserbeton

Bei der Herstellung von Faserbetonen ist die homogene Untermischung der Stahlfasern sicherzustellen. Für den Anmischvorgang wird deshalb i.d.R. empfohlen, zunächst den Ausgangsbeton konventionell zu mischen und die Fasern in einem zweiten Mischvorgang zuzugeben (siehe Abb. 4.10).

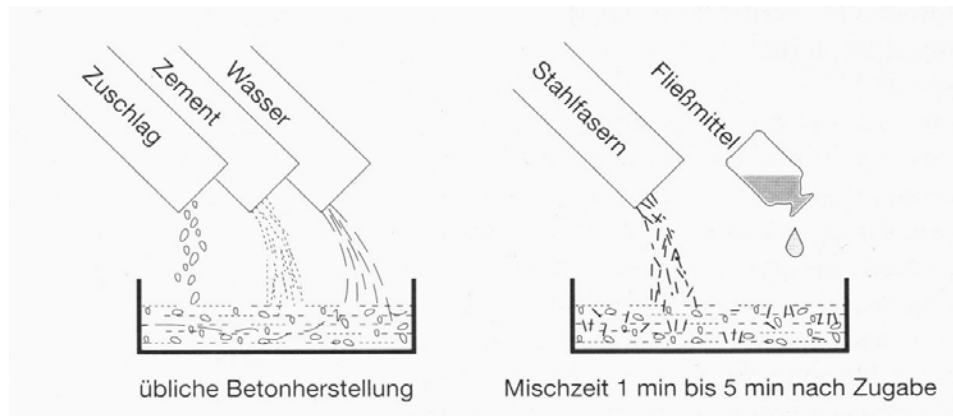


Abb. 4.10: Herstellung von Stahlfaserbeton (NUßBAUM / VIßMANN [1999])

Bei höheren Fasergehalten ist nach der Faserzugabe mit einem Rückgang der Konsistenz zu rechnen. Dabei spielt auch die Form der Fasern eine Rolle. So wirken sich beispielsweise beim Mischvorgang kurze, glatte Fasern günstiger als lange Fasern mit Endverankerungen aus. Zur Steigerung der Effektivität der Fasern im Festbeton ist jedoch eine möglichst große Faserlänge anzustreben. Die optimale Faserlänge stellt somit einen Kompromiss dar. Zur Beeinflussung der Konsistenz des Frischbetons kann ggf. ein Fließmittel zugegeben werden. Ein Konsens zwischen Frisch- und Festbetoneigenschaften muss jeweils durch eine Eignungsprüfung gefunden werden.

#### 4.7.3 Stand der Normung

Der Stahlfaserbeton ist in Deutschland bislang nicht genormt. Für Anwendungen im statisch-konstruktiven Bereich bedarf es daher einer Bauartzulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) bzw. der Zustimmung im Einzelfall. Hilfen für die Bemessung und Ausführung von Bauteilen enthält beispielsweise das DBV Merkblatt Stahlfaserbeton (DBV [2001]), das jedoch keine baurechtliche Relevanz besitzt. Aus diesem Grund erarbeitet der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) derzeit eine Richtlinie (DAfStb\_in Vorb.), die nach entsprechender Prüfung bauaufsichtlich eingeführt werden könnte und somit Normcharakter erhielte.

Im Weiteren soll der Stand der Normung in anderen Ländern kurz dargelegt werden. Vom Schweizerischen Ingenieur- und Architekten- Verein wurde die Empfehlung SIA 162/6 erstellt (SIA [1999]), die im Wesentlichen Angaben über die im Querschnitt anzusetzenden Festigkeiten des Stahlfaserbetons und Vorschläge für die Ermittlung der Materialkennwerte enthält.

Die Österreichische Richtlinie Faserbeton [2002] ist ähnlich wie das DBV Merkblatt konzipiert. Hier werden explizite Angaben zur Herstellung, Verarbeitung, Bemessung und zu Prüfverfahren gegeben. Damit besteht in Österreich die Möglichkeit, Stahlfaserbeton für den statisch-konstruktiven Bereich zu planen und auszuführen. Der Anwendungsbereich beschränkt sich nicht auf Stahlfasern, sondern umfasst auch anderen Faserarten wie z.B. Glas- und Kunststofffasern.

In den Niederlanden ist Stahlfaserbeton seit ca. 30 Jahren vornehmlich im Industriefußbodenbau verbreitet. Hier wurde 1994 die CUR-Richtlinie 35 „Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Biege Zähigkeit und äquivalenten Biegezugfestigkeit“ veröffentlicht. Ferner existiert die CUR-Richtlinie 36 „Entwerfen von elastisch unterstützten Betonböden“. Auf der Grundlage dieser Richtlinien können Industriefußböden aus Stahlfaserbeton bemessen werden.

Die RILEM Arbeitsgruppe TC 162 TDF erarbeitete einen Vorschlag zur Bemessung von Stahlfaserbeton und zur Ermittlung der Materialkennwerte (RILEM [2000]). Dieser Vorschlag ist eher als technische Grundlage, denn als explizite Bemessungsregel zu sehen.

#### **4.7.4 Grundsätzliches zum Tragverhalten**

Zu den wesentlichen Vorzügen von Stahlfaserbetonen zählen die Erhöhung der Zugfestigkeit, der Bruchdehnung sowie eine erhebliche Vergrößerung des Arbeitsvermögens. Letzteres bedingt das „gutmütige“ Verhalten des Faserbetons nach dem spröden Versagen der Betonmatrix (LOHRMANN [1998]). Während die Tragfähigkeit unbewehrten Betons nahezu schlagartig auf Null absinkt, kann die Fasertragwirkung einen Erhalt des Spannungsniveaus auch bei großen Dehnungen bzw. über Risse hinweg bewirken. Zudem weisen faserbewehrte Betone eine Vergleichmäßigung des Rissbildes (mehrere kleine Risse statt weniger großer Risse) auf. Dies kann insbesondere bei wasserdruckbeanspruchten Bauteilen von Vorteil sein.

Die grundsätzliche Wirkungsweise von Fasern zur Erhöhung der Biegezugfestigkeit und der Duktilität kann anhand des Last-Verformungs-Diagramms beschrieben werden. Abb. 4.11 zeigt typische Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Faserbetone bei variiertem Fasergehalt. Die dargestellten Kurven zeigen einen gemeinsamen linearen Anfangsbereich (ungerissener Zustand I) auf. Nach dem Eintritt des Anrisses der Matrix streben die Kurven auseinander. Der gemeinsame lineare Anfangsbereich unterstreicht, dass das Spannungs-Dehnungs-Verhalten im ungerissenen Zustand vom Fasergehalt nicht wesentlich beeinflusst wird. Bei dem Anriss der Matrix verändert sich die Spannungsverteilung über den Querschnitt jedoch erheblich, obwohl die Dehnungsverteilung - bis sich der Riss deutlich geweitet hat - noch als linear angenommen werden kann. Infolge des Anrisses verlagern sich die Spannungen vom Beton in die Fasern. Bei zentrischem Zug sind dabei alle Fasern der gleichen Dehnung unterworfen. Dagegen bewirkt eine Biegebeanspruchung, dass die im untersten Teil der Zugzone liegenden Fasern höheren Dehnungen ausgesetzt sind als die weiter oben befindlichen Fasern. Für den Fall, dass bei geringem Fasergehalt nur wenige Fasern den Riss kreuzen, kann die von der Matrix an die Fasern abzugebende Last nicht vollständig aufgenommen werden (unterkritischer Fasergehalt). In der Folge fällt die aufnehmbare Last ab. Dieser Fall wird in Abb. 4.11 durch die Kurve 2

dargestellt. Wenn die Fasern die gesamte Last aus der Matrix übernehmen können (kritischer oder überkritischer Fasergehalt), ergeben sich Kurven wie 3 und 4. Um bei einem Faserbeton dieses Tragverhalten zu erzielen, müssen die Fasern einen hohen  $E$ -Modul und gute Verbundeigenschaften mit der Matrix aufweisen.

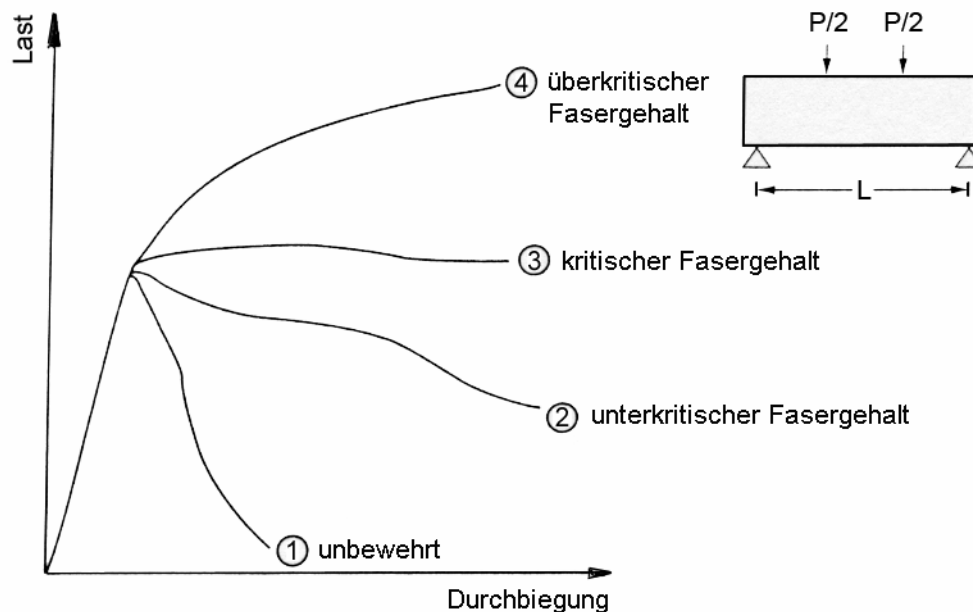
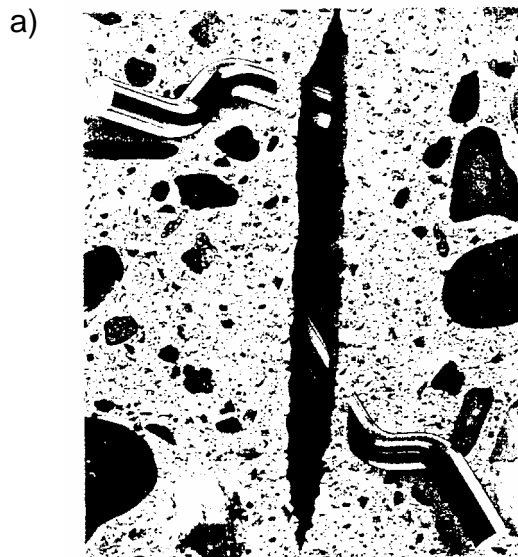


Abb. 4.11: Typische Last-Verformungs-Kurven für Faserverbundstoffe (LOHRMANN [1998])

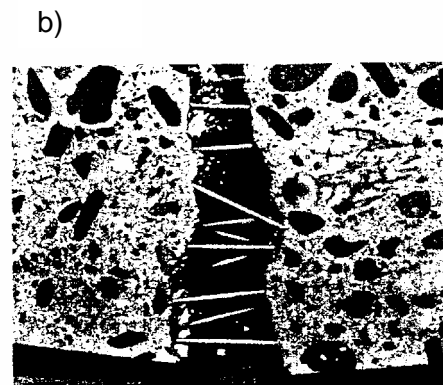
Neben der Zug- und Biegezugfestigkeit lässt sich durch eine Faserbeimengung vor allem das Arbeitsvermögen des Betons erhöhen. Das Arbeitsvermögen ist durch die Fläche unter der Last-Verformungs-Kurve charakterisiert. Erkennbar wird, dass im Vergleich zum faserfreien Beton der Probe 1 die aufnehmbare Last bei Probe 2 nicht und bei Probe 3 nur unwesentlich ansteigt. Das Arbeitsvermögen hat sich jedoch bei beiden Proben deutlich erhöht. Dies bedeutet einen Zuwachs an Duktilität. Viele Autoren betonen, dass weniger in der Erhöhung der maximal aufnehmbaren Last, sondern vielmehr in der Erhöhung der Duktilität der vorrangige Nutzen der Faserbewehrung zu sehen ist.

#### 4.7.5 Nachrissverhalten und Bemessung

Die Zugabe von Fasern beeinflusst die Rissbildung im Beton sowohl im ungerissenen Zustand I (Abb. 4.12 a) als auch im gerissenen Zustand II (Abb. 4.12 b). Die Beeinflussung im Zustand I kann sich unter anderem durch die Initiierung von Mikrorissen einstellen. Mikrorisse und die draus resultierenden Verformungen führen in der Folge dazu, dass die Fasern bereits frühzeitig im Zustand I „aktiviert“ werden und somit Spannungen in die Fasern eingetragen werden. Im Zustand II haben die Fasern eine rissvernähende Wirkung.



**Behinderung der Mikrorißbildung**



**Kraftübertragung im Riß**

*Abb. 4.12: Wirkungsweise von Stahlfasern in Beton (ZITELSDERGER [2002])*

Zur Berücksichtigung der Stahlfaserbewehrung ist es im Zuge einer Bemessung erforderlich, das Nachrissverhalten zu quantifizieren. Das Nachrissverhalten beschreibt die Phase nach Eintritt der Rissbildung. Hier ist das Last-Verformungsverhalten von der Kraftübertragung durch die Stahlfasern über den Riss hinweg abhängig. Das Nachrissverhalten wird vornehmlich von folgenden Parametern beeinflusst:

- Festigkeit und Verformungsmodul des Betons und der Faser
- Fasermenge und -art
- Verhältnis Größtkorn / Faserlänge
- Faserverteilung und -orientierung innerhalb des Bauteiles
- Belastungsgeschwindigkeit und Belastungsdauer

In der Praxis hat es sich etabliert, dem Stahlfaserbeton einen Festigkeitswert zuzuordnen. Die Vorgehensweise zur Ermittlung dieses Festigkeitswertes ist in den technischen Merkblättern, Richtlinien oder Normen unterschiedlich verankert.

Während die Betonfestigkeit, die Fasermenge und -art, die Festigkeit der Faser und das Verhältnis Größtkorn / Faserlänge in der Ermittlung der Festigkeitswerte direkt berücksichtigt werden können, sind die Faserverteilung und -orientierung sowie die Belastungsdauer bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Die Ermittlung der Festigkeitswerte erfolgt i.d.R. über die Prüfungen von Biegebalken und die Auswertung der zugehörigen Last-Verformungs-Beziehungen. Ein häufig angewandtes Auswerteverfahren besteht darin, den Arbeitsanteil bis zu einem als Tragfähigkeits- bzw. Gebrauchstauglichkeitszustand definierten Durchbiegungswert zu bestimmen. Anschließend wird der Quotient aus Arbeitsanteil und Durchbiegungswert gebildet und so die aufnehmbare Last für den Nachrissbereich bestimmt. Dieser Last kann eine Nachrissbiegezugfestigkeit zugeordnet werden. Das Verfahren nach



dem DBV Merkblatt Stahlfaserbeton [2001] ist beispielhaft in Abb. 4.13 dargestellt. Hier werden zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens Leistungskennwerte angegeben. Es wird in die äquivalenten Zugfestigkeiten  $f_{eq,ctk,I}$  und  $f_{eq,ctk,II}$  unterschieden. Anhand des Kennwertes  $f_{eq,ctk,I}$  wird der Gebrauchszustand charakterisiert. Für die Traglastermittlung ist der Kennwert  $f_{eq,ctk,II}$  zu bestimmen. Die äquivalente Zugfestigkeit kann anhand der äquivalenten Biegezugfestigkeiten  $f_{eq,I}$  bzw.  $f_{eq,II}$  abgeleitet werden. Die Prüfung wird im 4-Punkt Biegezugversuch vorgenommen.

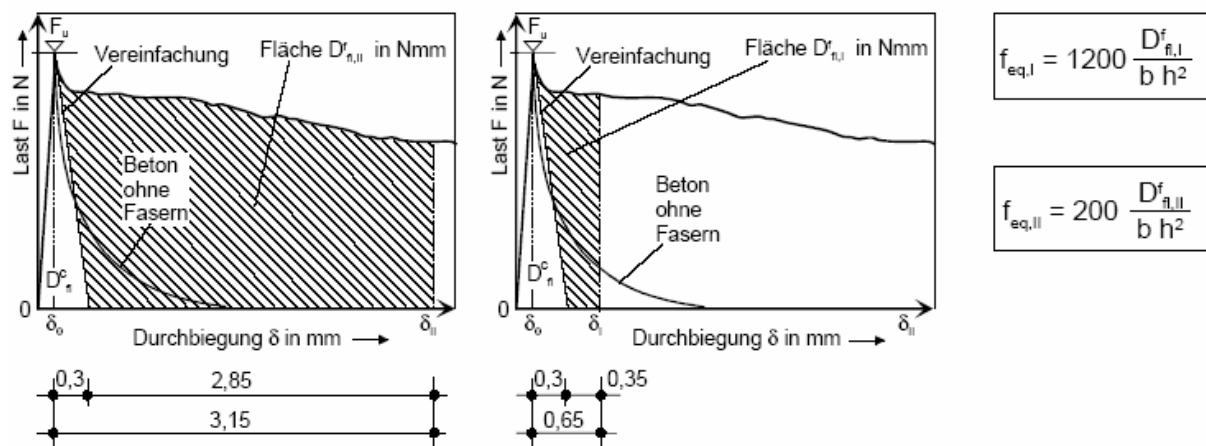


Abb. 4.13: Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit  $f_{eq,I}$  und  $f_{eq,II}$  (nach DBV-Merkblatt [2001])

Die in den RILEM Recommendations beschriebene Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten kann als weitgehend identisch bezeichnet werden. Der Hauptunterschied besteht in der Prüfung der Biegebalken. Nach RILEM werden gekerbte Balken im 3-Punkt Biegezugversuch untersucht. Die ermittelten Festigkeiten werden als  $f_{eq,2}$  (bei einer Durchbiegung von 0,5 mm) und  $f_{eq,3}$  (bei einer Durchbiegung von 3,5 mm) bezeichnet. Im Zuge der Bemessung werden die äquivalenten Biegezugfestigkeiten in zentrische Zugfestigkeiten umgerechnet. Die Umrechnung und die für die Bemessung relevante  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung im DBV Merkblatt und in den RILEM Recommendations werden in Abb. 4.14 dargestellt.

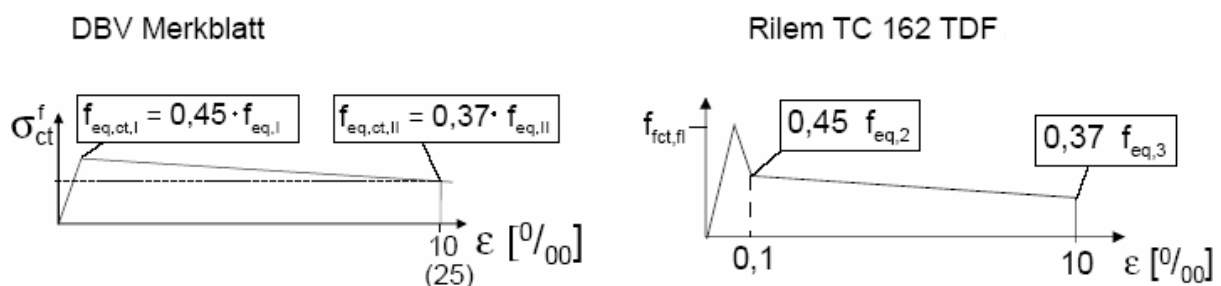


Abb. 4.14: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die Bemessung (nach DBV-Merkblatt [2001] und RILEM [2000])

#### 4.7.6 Bruchmechanik

Den theoretischen Erklärungsansatz zur Verstärkungswirkung von Stahlfasern bildeten in der Vergangenheit zwei prinzipiell unterschiedliche Konzepte. Der erste Ansatz sieht den Verbundwerkstoff Faserbeton als Zweiphasensystem und leitet dessen Materialverhalten aus den bekannten Eigenschaften der Einzelkomponenten ab. Der zweite Ansatz, der aufgrund seiner größeren Akzeptanz im Weiteren erläutert wird, geht im Wesentlichen aus der Bruchmechanik hervor.

Die Bruchmechanik stellt ein Teilgebiet der Festigkeitslehre dar und dient der mathematischen Beschreibung der Rissbildung in Werkstoffen. Die Entwicklung wurde maßgeblich durch die Kontinuumsmechanik und die Plastizitätstheorie beeinflusst. Die moderne Bruchmechanik gründet sich im Wesentlichen auf die Überlegungen von GRIFFITH [1920] und IRWIN [1948]. Das von GRIFFITH formulierte Bruchkriterium beschreibt die zum instabilen Risswachstum benötigte Energie. IRWIN erweitert diesen Ansatz für „quasi-spröde“ Baustoffe, indem er einen Arbeitsanteil für plastische Formänderungen einfügt. Ferner charakterisiert IRWIN den Zustand der Risspitzen durch den Spannungsintensitätsfaktor  $K$ . Diesem Ansatz liegt zugrunde, dass Werkstoffe in keinem Fall eine ideal homogene Struktur aufweisen, sondern stets lokalen Schwächungen infolge von Vorschädigungen, Mikroeinschlüssen, Poren usw. unterworfen sind. Hier können sich Spannungskonzentrationen ausbilden. Diese Spannungsspitzen bilden die Ursachen einer beginnenden Rissbildung. Sie können jedoch anhand der Gesetze der Kontinuumsmechanik nicht abgebildet werden. Solange die Spannung einen bestimmten Wert nicht überschreitet und die freiwerdende Rissenergie größer ist als die Materialfestigkeit, kann sich der Riss stabil ausbreiten. Wird dieser Spannungswert jedoch überschritten, geht das Risswachstum in eine instabile Phase über, die zum Versagen führt.

KAPLAN [1981] stellte heraus, dass Beton mit der von GRIFFITH begründeten linearen Bruchmechanik nur unzureichend charakterisiert werden kann. So weisen die Festigkeitswerte von Beton eine Abhängigkeit zur Probenkörpergeometrie auf. Ferner besitzt der Beton die Fähigkeit, über kleine Rissbreiten hinweg Zugspannungen zu übertragen (siehe Abb. 4.15).

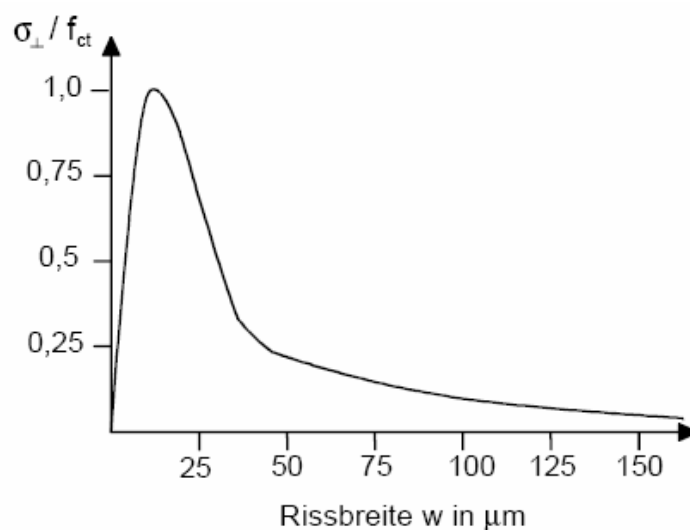


Abb. 4.15: Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehungen von Beton (GRIMM [1997])

Zudem existieren im Beton strukturell bedingt Inhomogenitäten, die zu einem Aufbau von Spannungskonzentrationen führen. Hier sind beispielsweise herstellungsbedingte Einschlüsse von Mikroporen und Eigenspannungen aus Hydratationsvorgängen zu nennen. Die teilweise erheblichen Unterschiede der Materialeigenschaften der Zuschläge und Zementsteinmatrix führen ebenso zu Spannungsspitzen, wie die Festigkeitseigenschaften der Übergangszone zwischen beiden Komponenten.

Eine realitätsgetreuere Beschreibung des (unbewehrten) Betons kann anhand von Ansätzen der nichtlinearen Bruchmechanik erzielt werden. Hierbei wird eine Entfestigung nach eintretender Rissbildung berücksichtigt. Relevante Ansätze werden z.B. bei LIN [1996] und GRIMM [1997] zusammengestellt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird auf das *fictitious crack model* (FCM) von HILLERBORG ET AL. [1976] zurückgegriffen. Dieses Modell zeichnet sich durch große Akzeptanz im Bereich des Stahlfaserbetons aus und bietet gute Ansatz- und Übertragungsmöglichkeiten für die der Arbeit zugrunde liegende Aufgabenstellung.

In der Modellvorstellung wird der sichtbare Teil eines Risses an seiner Spitze um eine fiktive Länge erweitert, mit der die Mikrorissbildung in der Bruchprozesszone erfasst wird (siehe Abb. 4.16). Während dem diskreten Riss keine weitere Beteiligung an der Spannungsübertragung zugeordnet wird, vollzieht sich die eigentliche Entfestigung des Materials in der Prozesszone. Außerhalb dieser Zone kann linear-elastisches Materialverhalten angenommen werden.

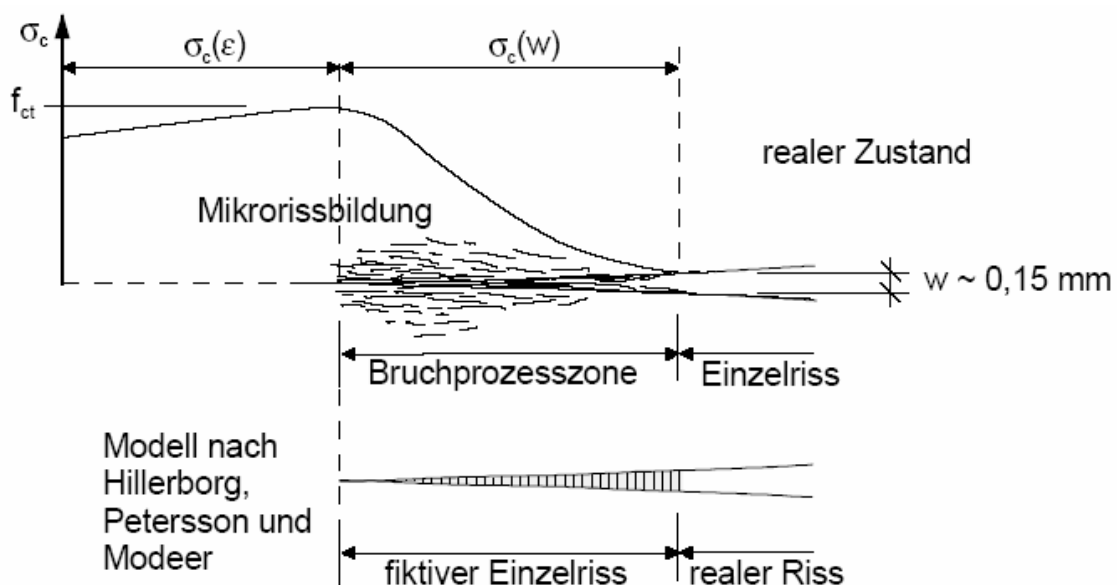


Abb. 4.16: Bruchprozesse und fiktiver Riss (nach HILLERBORG ET AL. [1976])

Anhand der Energiebilanz eines Zugstabes zum Zeitpunkt der Rissbildung wird die charakteristische Länge  $l_{ch}$  berechnet. Hierzu wird die durch die äußeren Lasten eingetragene elastische Energie  $W_{el}$  mit der Energie zur Bildung der beiden neuen Rissoberflächen  $W_{Riss}$  gleichgesetzt. Die charakteristische Länge  $l_{ch}$  stellt ein Maß der Materialsprödigkeit dar. Je geringer  $l_{ch}$  ist, desto weniger Spannungen können inner-

halb der sich entfestigenden Bruchprozesszone übertragen werden. In der Folge verringert sich auch die Lastumlagerungsfähigkeit des Werkstoffes während des Bruches. Die elastische Energie wird in risserzeugende Energie umgewandelt, das Material entfestigt sich schneller, seine Verformungsfähigkeit nimmt ab. Für herkömmliche Betone liegt  $l_{ch}$  im Dezimeterbereich, bei hochfesten Mörteln reduziert sie sich auf wenige Zentimeter. In Abhängigkeit vom Fasergehalt errechnet sich die charakteristische Länge für Stahlfaserbetone dagegen im Meterbereich (KÜTZING [2000]). Somit wird die größere Verformbarkeit auch rechnerisch aufgezeigt.

$$W_{Riss} = A_b \cdot G_f \quad (\text{Gl. 4.1})$$

$$G_f = \int_{-l_{ch}}^{l_{ch}} \sigma \cdot \varepsilon dl = \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot f_{ct} / E_c \cdot 2 \cdot l_{ch} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

$$l_{ch} = E_c \cdot G_F / f_{ct}^2 \quad (\text{Gl. 4.3})$$

HILLERBORG ET AL. projizieren die von der Mikrorissbildung betroffene Zone auf eine fiktive ebene Rissfläche (siehe Abb. 4.16). Die Länge dieses fiktiven Risses, also die Länge der Bruchprozesszone  $l_{BPZ}$ , kann nach GRIMM [1997] abgeschätzt werden zu:

$$l_{BPZ} = 0,3 \cdot l_{ch} \quad \text{bis} \quad l_{BPZ} = 0,5 \cdot l_{ch} \quad (\text{Gl. 4.4})$$

Die Rissöffnung wird durch Subtraktion des elastischen Anteils der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung von der Gesamtverformung (siehe Abb. 4.17) berechnet. Die Bruchenergie ergibt sich dementsprechend als die Fläche der so gefundenen  $\sigma$ - $w$ -Beziehung.

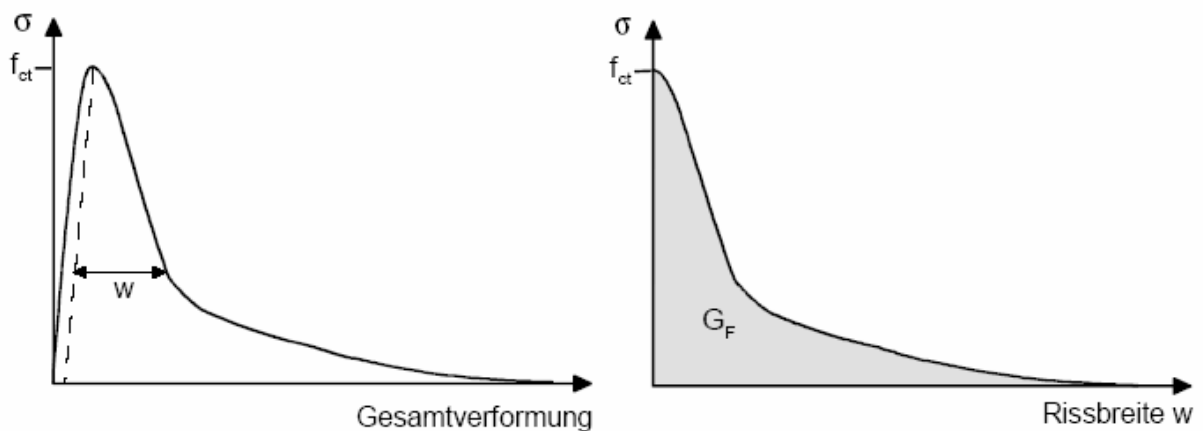


Abb. 4.17: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen (nach HILLERBORG ET AL. [1976])

Die bruchmechanischen Betrachtungen können in adaptierter Form auf Stahlfaserbetone übertragen werden. Aufgrund der Tatsache, dass infolge der Spannungsübertragung durch die Stahlfasern im Rissbereich die Bruchprozesszone erheblich anwächst, würde eine sehr große Bruchenergie abgeleitet. Die Bruchenergie wird für unbewehrte Betone bis zu einer Rissbreite ermittelt, bei der keine Zugspannungen mehr übertragen werden. Für Stahlfaserbetone wäre dies gleichbedeutend mit der Forderung nach sehr großen Rissbreiten. Im Interesse einer gebrauchstauglichen Bemessung ist es daher sinnvoll, die Bruchenergie nur bis zu der Rissbreite zu ermitteln, die für die jeweilige (Gebrauchs-)Situation von Bedeutung ist. Ein Problem für die Übertragbarkeit des FCM von HILLERBORG ET AL. auf den Stahlfaserbeton ist an dieser Stelle darin zu sehen, dass bei hohen Fasergehalten die Nachrisszugfestigkeit über den Wert der Betonzugfestigkeit ansteigen kann. Für diesen Fall ist die Gültigkeit der getroffenen Annahmen nicht mehr gegeben. Der fiktive Riss beginnt dann nicht mehr bei Erreichen der zentrischen Betonzugfestigkeit, sondern bei Erreichen des Maximalwertes im Nachrissbereich. HILLERBORG schlägt daher für Analysen des Stahlfaserbetons unter Berücksichtigung des FCM vor, die Bruchprozesszone des Betons im Wesentlichen unverändert zu lassen und die Bruchenergie des Betons und die charakteristische Länge über eine vereinfachte Beziehung zu ermitteln (siehe Abb. 4.18).

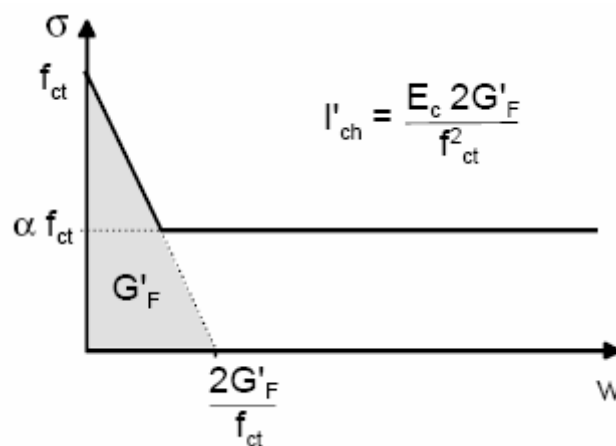


Abb. 4.18: Vereinfachter Vorschlag zur Ermittlung der Bruchenergie des Betons und der charakteristischen Länge bei Verwendung des Fiktiven Riss Modells für Stahlfaserbeton (nach HILLERBORG ET AL.)

Für die Berücksichtigung des Stahlfaserbetons empfehlen HILLERBORG ET AL. einen einfachen Zugspannungsansatz aus der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung.

#### 4.7.7 Modellierung des Bruchverhaltens

Wie in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben, wird die Wirksamkeit einer Faserbewehrung erst nach erfolgter Rissbildung, d.h. nach Übergang in den Zustand II aktiviert. Im Folgenden soll das Verformungs- und Bruchverhalten anhand der Betrachtung einer einzelnen rissüberbrückenden Faser nach MÜLLER [1992] diskutiert

werden. Hierbei wird eine zentrische Zugbeanspruchung unterstellt. Alle möglichen relativen Bewegungen der Rissufer zueinander werden in normaler  $+u$  (Rissöffnung) und tangentialer  $+v$  (Rissgleitung) Richtungen dargestellt. Diese Bewegungen rufen unterschiedliche Reaktionen in den kreuzenden Stahlfasern hervor. Die Größe der Reaktionskräfte ist zudem von der Ausrichtung der Fasern zum Riss abhängig. In nachfolgender Abb. 4.19 sind die Modellvorstellungen exemplarisch zusammengestellt.

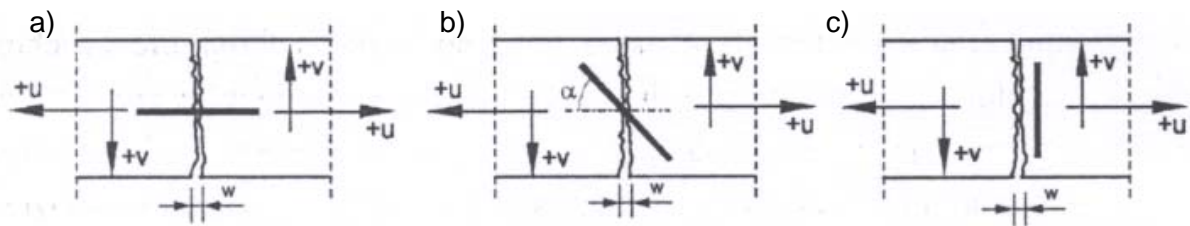


Abb. 4.19: Rissausbildung und Faserorientierung (nach Müller [1992])

Anhand der dargestellten Möglichkeiten werden die Faserreaktionen ermittelt. So kann aus Abb. 4.19 c abgeleitet werden, dass eine Faserbewehrung nicht in jeder Orientierung eine rissvernähende Wirkung bewirkt. Sind jedoch Riss und Faser wie in Abb. 4.19 a und b orientiert, werden Kräfte in die Faser eingetragen, die den Spannungsabfall im System deutlich verlangsamen. Beanspruchungen in Faserlängsrichtung führen zu dem Aufbau einer Normalspannung in der Faser bzw. zu Verbundspannungen in der umgebenden Betonmatrix.

Äußere Rissöffnungen bzw. -gleitungen lassen sich gemäß Abb. 4.20 in eine krafterzeugende Richtung normal zur Faserachse und eine verformende Richtung längs der Faserachse zerlegen.

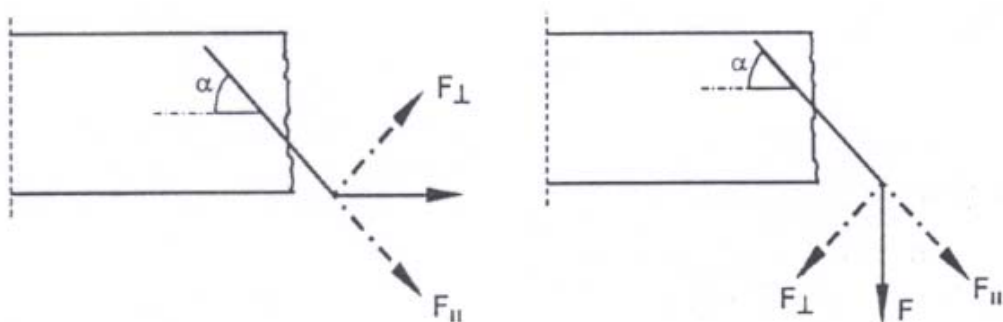


Abb. 4.20: Kraft- und Verformungskomponenten bei rissöffnender und rissgleitender Beanspruchung (KÜTZING [2000])

Die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung setzt sich aus den Tragfähigkeitsanteilen des faserfreien Betons und der rissvernähenden Faser zusammen. Aus der Integration dieses Entfestigungsverhaltens kann wie in Gl. 4.5 gezeigt, die spezifische Riss-

energie  $G_f$  ermittelt werden. Die Rissflächenenergie besteht dabei aus der spezifischen Bruchenergie  $G_{fc}$  des Betons und der Auszugsenergie der Fasern (siehe Gl. 4.5).

$$G_f = G_{fc} + W_{\text{Faserauszug}} \quad \text{Gl. 4.5)}$$

Im Weiteren werden die Anteile in Anlehnung an REMMEL [1994] und MÜLLER [1992] näher spezifiziert.

### Anteil des Betons

Bei der Abschätzung der Bruchenergie  $G_{fc}$  nach REMMEL [1994] wird der Zuschlagsart eine entscheidende Rolle eingeräumt. So führen beispielsweise gebrochene Basaltzuschläge infolge ihres formschlüssigen Verbundes generell zu höheren Bruchenergien. Für ein Größtkorn von 16 mm kann nach REMMEL die Bruchenergie wie folgt abgeschätzt werden:

$$\text{Kieszuschläge:} \quad G_{fc} = 65 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_c}{10}\right) = 0,0307 \text{ mm} \cdot f_{ct} \quad (\text{Gl. 4.6})$$

$$\text{Splittzuschläge:} \quad G_{fc} = 106 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_c}{10}\right) = 0,05 \text{ mm} \cdot f_{ct} \leq 185 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (\text{Gl. 4.7})$$

Bei Betonen höherer Festigkeiten ( $f_c > 60 \text{ N/mm}^2$ ) verringert sich dieser Einfluss, da ein sich einstellender Bruch durch die Zuschläge verläuft und somit glattflächigere Rissufer entstehen. In der Folge wird die rissverzahnende Wirkung herabgesetzt.

### Anteil der Stahlfasern

Nach eintretender Rissbildung werden Zugkräfte in die risskreuzenden Fasern eingeleitet. Die Größe dieser Zugkräfte ist von der übertragbaren Verbundspannung und der Faserorientierung abhängig. Sie kann durch spezielle Profilierungen der Faser Oberfläche bzw. Endverankerungen gesteigert werden. Die Größenordnung dieser Erhöhungen lassen sich durch Ausziehversuche ermitteln. Des Weiteren kann durch Ausziehversuche das Verbundspannungs-Schlupfverhalten untersucht werden. Die Faserorientierung kann auf diese Weise allerdings nicht bestimmt werden.

Vor dem Beginn der Relativverschiebung zwischen Faser und Matrixbaustoff folgt die Verbundspannung einem nichtlinearen Verlauf, der nach MÜLLER [1992] gemäß Gl. 4.8 abgebildet werden kann. Die Werte  $k_1$  und  $k_2$  stellen Beiwerte in Abhängigkeit der Fasergeometrie dar.

$$\tau(x) = k_1 \cdot F \cdot \cosh(k_2 \cdot x) \quad (\text{Gl. 4.8})$$

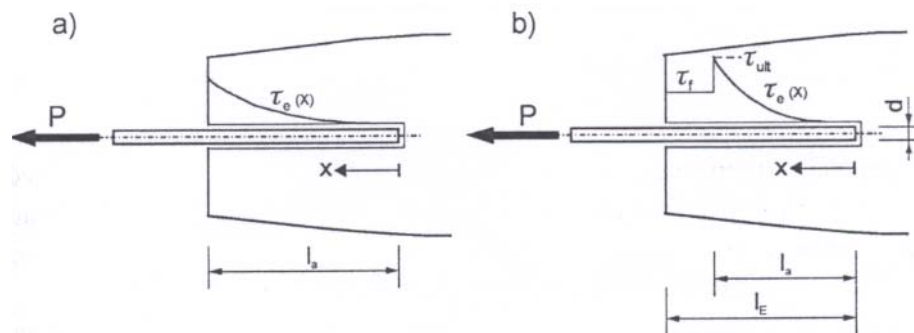


Abb. 4.21: a) Nichtlinearer Verlauf der Verbundspannung  
b) Verlauf der Verbundspannungen während des Ausziehens der Faser (KÜTZING [2000])

Zur Betrachtung des Spannungsverlaufes wird eine Fallunterscheidung der Versagensform vorgenommen:

#### 1. Fall: Versagen der Zugfestigkeit

Wenn die eingeleitete Zugspannung die Zugfestigkeit der Faser erreicht, versagt die Faser. Nach KÜTZING [2000] lässt sich die Versagensrissbreite  $w_{ru}$  nach Gl. 4.9 berechnen.

$$w_{ru} = \frac{d_f}{4} \cdot \frac{f_{t,Faser}^2}{E_f \cdot \tau_u} \quad (\text{Gl. 4.9})$$

Die optimale Faserausnutzung setzt eine nach Gl. 4.10 abschätzbare kritische Länge  $l_{crit}$  voraus.

$$l_{crit} = \frac{d_f}{4} \cdot \frac{f_{t,Faser}}{\tau_u} \quad (\text{Gl. 4.10})$$

Unter Annahme realistischer Werkstoffkenngrößen ergeben sich hierbei nach KÜTZING [2000] jedoch Faserlängen, die baupraktisch nicht zu verarbeiten sind. Im Regelfall wird sich daher ein Versagen der Verbundfestigkeit einstellen.

#### 2. Fall: Versagen der Verbundfestigkeit

Überschreitet die Faserspannung die Verbundfestigkeit, so nimmt sie infolge des Faserschlupfes stetig ab. Die Versagensrissbreite  $w_{ru}$ , bei der der Faserauszug einsetzt, kann gemäß Gl. 4.11 abgeschätzt werden.

$$w_{ru} = \frac{4 \cdot l_e^2}{d_f} \cdot \frac{\tau_u}{E_f} \quad (\text{Gl. 4.11})$$



#### 4.7.8 Einfluss einer Faserbewehrung auf die Durchlässigkeit gerissener Bauteile

Je nach Rissart und Rissgeometrie unterscheidet sich das Verhalten von gerissenen Betonkonstruktionen. I.Allg. ist zwischen der porositätsbedingten Durchlässigkeit bei angerissenen Betonquerschnitten mit unbeschädigter Betondruckzone und der Durchlässigkeit bei durchgehend gerissenen Betonkonstruktionen zu unterscheiden. In diesem Zusammenhang ist herauszustellen, dass bei ausreichender Dicke einer unbeschädigten Betondruckzone sogar die technische Dichtigkeit des Bauteils erreicht werden kann.

Für die Beschreibung des Durchflusses wird zumeist der Ansatz von POISEUILLE [1940] für eine horizontale Flüssigkeitsströmung verwendet:

$$q = \frac{g \cdot I \cdot b \cdot w^3}{12 \cdot \nu} \quad (\text{Gl. 4.12})$$

Der Ansatz beschreibt den Durchfluss durch einen Spalt mit parallelen, glatten Wandungen. Hierbei wird die Annahme einer eindimensionalen, parallelen, laminaren Strömung zugrunde gelegt (siehe Abb. 4.22).

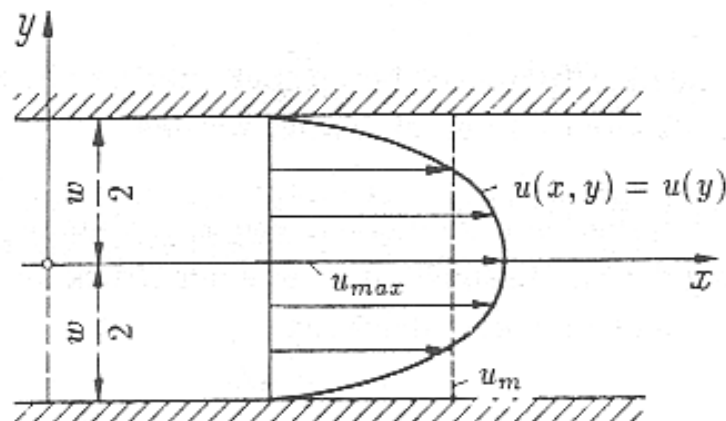


Abb. 4.22: Laminare Strömung zwischen zwei glatten parallelen Wandungen (TSUKAMOTO [1991])

Da in zahlreichen Untersuchungen an Betontrennrissen wesentlich geringere Durchflüsse als rechnerisch ableitbar dokumentiert wurden, wird die Gleichung nach POISEUILLE um einen Reduktionsbeiwert erweitert. Dieser wird im Wesentlichen durch die Rissparameter beeinflusst (siehe Tab. 4.16).

Reduktionsbeiwert:  $q_G = \xi \cdot q_{R, \text{Poiseuille}}$

mit  $0 < \xi < 1$

Tab. 4.16: Ursachen für die Änderung der Fließquerschnittsgeometrie von Trennrissen (nach IMHOF-ZEITLER [1996])

Ursache	Wirkung
- Mikro- und Makrorauigkeit der Risswandungen	- Rissbreitenunterschiede - Rissverschwenkungen
- Geometrischer und mechanischer Einfluss der Betonstahlbewehrung	- Risseinschnürung - Mikrorissbildung - Rissverzweigung, Sammelrissbildung
- Geometrischer und mechanischer Einfluss einer Faserbewehrung	- Mikrorissbildung - Rissverzweigung, Sammelrissbildung
- Art der Beanspruchung	- Äußere Rissbreitenunterschiede in und senkrecht zur Fließrichtung
- Physikalische und chemische Vorgänge	- Selbstheilung

YANNOPOULOS [1989] untersuchte in diesem Zusammenhang die Wirkung einer den Riss kreuzenden Bewehrung auf den Rissbreitenverlauf. Er stellte heraus, dass die mittlere Rissbreite an der Oberfläche der Bewehrung  $w_{ms}$  in Abhängigkeit der Stahlspannung um bis zu 60% geringer ist, als die mittlere Rissbreite an der Betonoberfläche  $w_{mb}$ . Dieser Effekt wird durch die innere Rissbildung in der Wirkungszone der Betonstahlbewehrung hervorgerufen. In Abb. 4.23 ist der zugehörige Zusammenhang zwischen Stahlspannung und Rissbreitenverhältnis dargestellt.

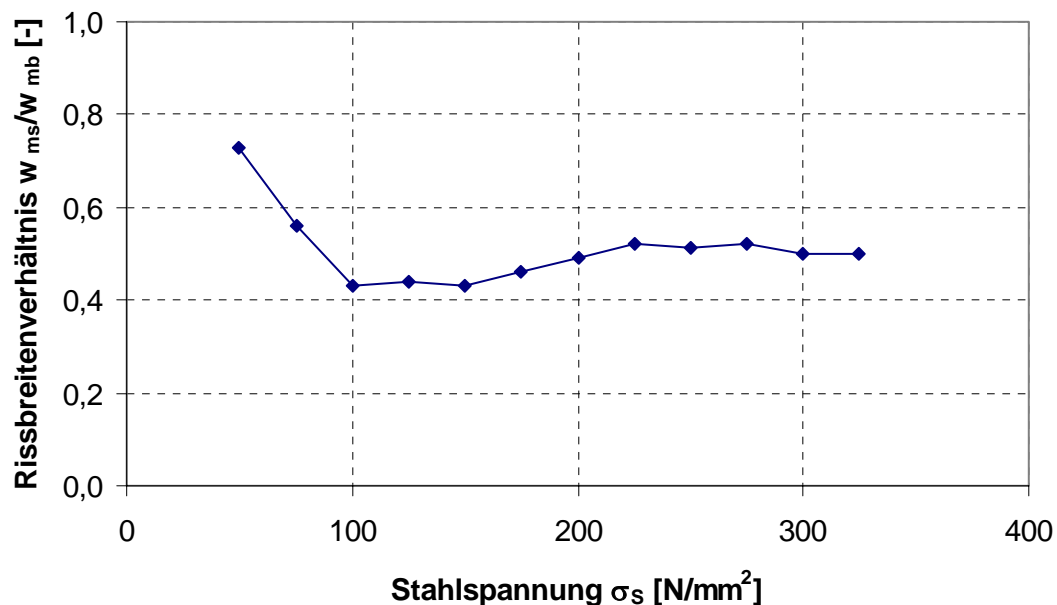


Abb. 4.23: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung und dem Rissbreitenverhältnis (nach YANNOPOULOS [1989])

Eintretende Mikrorissbildungen und Rissverzweigungen in der Wirkungszone der Bewehrung können nach STEINWEDEL [1990] sowohl beim Einsatz von Betonstahl als auch bei Faserbewehrungen festgestellt werden. Infolge der Aufteilung des

Haupttrisses in mehrere Risse geringerer Rissbreite ergibt sich eine signifikante Änderung des Fließquerschnitts.

TSUKAMOTO [1991] führte in diesem Zusammenhang vergleichende Untersuchungen an Normalbeton- und Faserbetonprobekörpern mit und ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung durch. Hierbei wurden Betonplatten mit einer Dicke von  $d = 6$  cm verwendet. TSUKAMOTO stellte fest, dass in Abhängigkeit von Faserart und Fasergehalt ein bis zu 90 % verringerter Durchfluss gegenüber faserfreiem Normalbeton erreicht werden kann. Die Ursache ist in einer Auffächerung des Trennrisses in viele fein verteilte Risse mit geringerer Rissbreite zu sehen. Eine zusätzliche Betonstahlbewehrung in faserverstärkten Probekörpern erbrachte keine Verringerung des Durchflusses. Eine Betonstahlbewehrung in einem nicht faserverstärkten Probekörper bewirkte jedoch eine Reduktion des Durchflusses um 30 %. Zudem variierte TSUKAMOTO während der Flüssigkeitsbeaufschlagung den Druckgradienten und stellte dabei fest, dass offenbar nur für Faserbetone ein Zusammenhang zwischen dem Durchfluss und dem Druckgradienten existiert. Bei Normalbetonen wirkte sich eine Veränderung des Druckgradienten dagegen nicht aus.

IMHOF-ZEITLER [1996] knüpfte an die Versuche von TSUKAMOTO an. Sie untersuchte Bauteile mit einer gesteigerten Dicke von  $d = 20$  cm. IMHOF-ZEITLER stellte fest, dass sich die Durchtrittszeit von Flüssigkeiten in einem faserverstärkten Probekörper im Vergleich zu faserfreiem Beton mehr als verdoppelt. Zugleich verringerte sich der Durchfluss um bis zu 50%.

Zusammenfassend kann somit anhand der aufgezeigten Literaturquellen die Verringerung der Durchlässigkeit gerissener Bauteile infolge von Faserzugabe konstatiert werden.

## **4.8 Folgerungen**

### **4.8.1 Zusammenfassung und Wertung der Recherche**

Im Rahmen der Literaturrecherche konnten lediglich zwei Quellen eines Autors zur Beimengung von Fasern zu DWM aufgefunden werden. Diese Beimengung erfolgte jedoch nicht in statischer Hinsicht, sondern lediglich zur Verbesserung des Austrocknungsverhaltens. Dementsprechend können für den Gegenstand der Arbeit keine Hinweise abgeleitet werden.

Als artverwandtes Thema zur statischen Bewehrung kann die Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen angesehen werden. Zweiphasen-Dichtwandmassen stellen aufgrund ihrer stofflichen Zusammensetzung und Eigenschaften ein Bindeglied zwischen Betonen und DWM dar. Anders als der Name impliziert, sind sie jedoch eher mit Betonen vergleichbar. Im Zuge der Auswertung konnte trotz umfangreicher Recherche lediglich auf zwei Forschergruppen und deren Publikationen zurückgegriffen werden. Aus diesen wird erkennbar, dass bereits Laborversuche durchgeführt, jedoch keine Modellbildung betrieben bzw. Bemessungsansätze abgeleitet wurden. Zusammenfassend betrachtet muss festgestellt werden, dass der fundierte Wissensstand zur Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen relativ gering ist.

Im Weiteren wurden Literaturquellen zur Faserbewehrung von bindigen Böden und Betonen ausgewertet. Diese Materialien wurden gewählt, da sie innerhalb der üblichen Baumaterialien einen vergleichsweise hohen Verwandtschaftsgrad zu DWM aufweisen. Auch hier war wiederum festzustellen, dass der Wissensstand zur Faserbewehrung von bindigen Böden relativ gering ist. Die ebenfalls aufgezeigte potentielle Möglichkeit der Einstellung von Geotextilien bzw. Geogittern wurde nach der Durchführung einiger Vorversuche verworfen. Hierbei zeigte sich, dass sich die Dichtwand-suspension an den Profilierungen der eingestellten Bewehrungselemente „aufhängt“. In der Folge entstanden gestörte Zonen und somit potentielle Wasserwegsamkeiten.

Für Betone gilt, dass sie bereits tief greifend erforscht sind. Hier kann auf Modelle und Bemessungsvorschläge zurückgegriffen werden, die erste Hinweise für die Faserbewehrung von DWM liefern können. Darauf aufbauend sind dementsprechend die Eigenschaften von DWM und Betonen auszuwerten und in Hinsicht auf mögliche Übertragungsansätze zu diskutieren. In der nachfolgenden Tab. 4.17 werden die relevanten Eigenschaften einander gegenübergestellt.

*Tab. 4.17: Gegenüberstellung der Eigenschaften von DWM und Beton*

		DWM	Beton
Suspensions- bzw. Frischbetoneigenschaften			
Dichte $\rho$	[t/m <sup>3</sup> ]	1,1 - 1,3	2,2 - 2,4
Wasser-Baustoff-Wert (w/B)	[-]	3 - 6	0,4 - 0,7
Fließgrenze $\tau_f$	[N/m <sup>2</sup> ]	20 - 40	> 150
Feststoffeigenschaften			
Einaxiale Druckfestigkeit $q_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,2 - 4,5	25 - 100
E-Modul E	[N/mm <sup>2</sup> ]	200 - 500	20.000 – 40.000
Bruchdehnung $\varepsilon$	[%]	0,5 - 2,5	0,02
Zugfestigkeit $\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,02 - 0,5	1 - 4
Durchlässigkeitsbeiwert $k_{10}$	[m/s]	$1 \times 10^{-09} - 1 \times 10^{-13}$	$1 \times 10^{-16}$

Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass erhebliche Unterschiede sowohl in den für den Anmischvorgang relevanten Frischeigenschaften als auch in den für die Verbundeigenschaften relevanten Feststoffeigenschaften existieren.

Die Frischeigenschaften wirken sich in erster Linie auf die Auswahl Erfolg versprechender Fasertypen aus. Hierbei sind Überlegungen zur Sedimentationsneigung der einzubringenden Fasern anzustellen. Dies kann in einem ersten Schritt anhand der Betrachtung des statischen Kräftegleichgewichtes aus angreifenden und haltenden Kräften in Abhängigkeit der Faserorientierung vorgenommen werden (siehe Abb. 4.24).

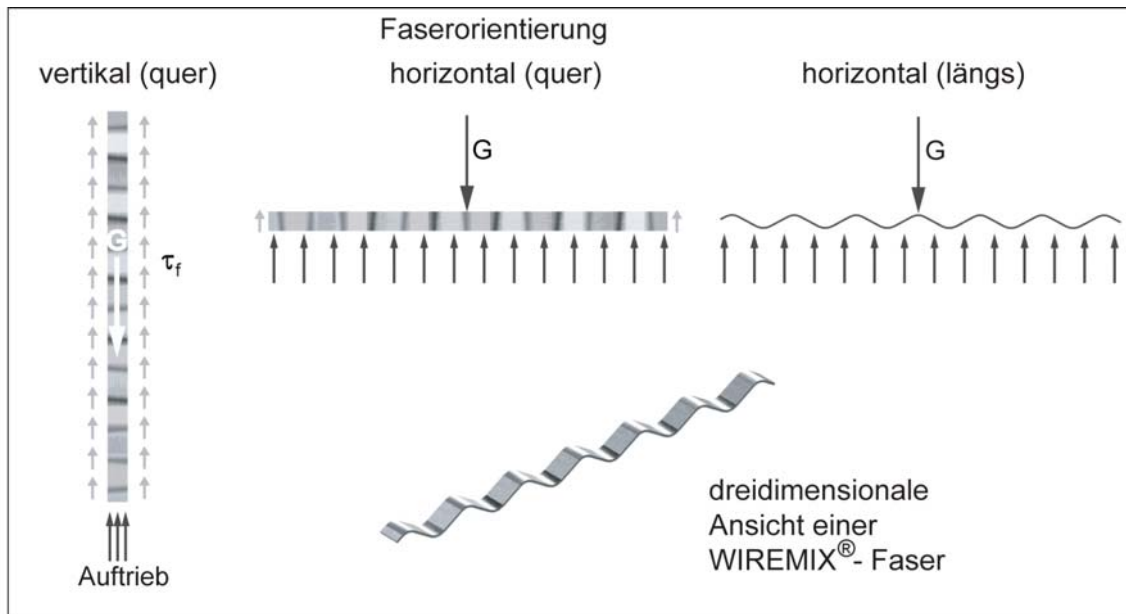


Abb. 4.24: Haltende und angreifende Kräfte in Abhängigkeit der Faserorientierung

Als angreifendes Element wirkt die Gewichtskraft der Faser. Diese gilt es durch die Auftriebskraft - die sich aus dem hydrostatischen Druck und der Auftriebsfläche zusammensetzt - und den Schubspannungen entlang der Mantelflächen der Faser (haltende Kräfte) zu kompensieren. Bei den haltenden Kräften wirken sich die Unterschiede der Frischeigenschaften besonders gravierend aus. Betone weisen eine ca. doppelt so hohe Dichte wie DWM auf. Für die Fließgrenze ist mindestens von einer Vervielfachung auszugehen. So können allein aufgrund der hohen Frischbetondichte alle synthetischen und natürlichen organischen Fasertypen in Schwebe gehalten werden (siehe Tab. 4.3 und Tab. 4.4). Dagegen weisen mineralischen Fasern (siehe Tab. 4.5) geringfügig höhere und Stahlfasern (siehe Tab. 4.2) wesentlich höhere Dichten als Beton auf. Diese Fasertypen können jedoch aufgrund der wesentlich höheren aufnehmbaren Schubspannungen des Frischbetons in Schwebe gehalten werden.

Aufgrund des dichtebedingten Auftriebs können in Dichtwandsuspensionen lediglich synthetische organische und ein Teil der natürlichen organischen Fasern in Schwebe gehalten werden. Mineralische Fasern und Stahlfasern können dagegen erst bei Überschreiten einer von der Gewichtskraft und Mantelfläche der Faser abhängigen, erforderlichen Fließgrenze in Schwebe gehalten werden. In diesem Zusammenhang ist zu bedenken, dass synthetisch organische Fasern - wie Polypropylenfasern - auch geringere Dichten als eine Dichtwandsuspension aufweisen können. Hier gilt es, durch die Sicherstellung einer Anfangsfließgrenze das „Aufschwimmen“ der Fasern zu verhindern.

Die Ausgangseigenschaften von Matrix- und Faserwerkstoff wirken sich maßgeblich auf die Verbundeigenschaften des Verbundstoffes aus. Diese beeinflussen wiederum das Spannungs-Verformungs-Verhalten erheblich. Die Auswahl der Materialien ist im Hinblick auf ihre Ausgangszugfestigkeiten daher elementar. Insbesondere ist den  $E$ -Moduln und deren Verhältnis zueinander eine besondere Bedeutung beizumessen.

Die Zugfestigkeit eines Verbundstoffes lässt sich natürlich nur dann erhöhen, wenn die Zugfestigkeit der Faser höher ist als die des Matrixbaustoffes. Ist aber die Faser dabei weniger steif als die Matrix (geringerer  $E$ -Modul), kann die höhere Zugfestigkeit erst nach dem Bruch der Matrix erreicht werden.

Bei einem Vergleich der aufgezeigten relevanten Eigenschaften wird deutlich, dass die im Zuge der Recherche berücksichtigten Fasertypen eine höhere Zugfestigkeit als Beton und auch als DWM aufweisen. Bei einer Gegenüberstellung der  $E$ -Moduln ergibt sich dagegen ein zu differenzierendes Bild. Während Stahlfasern und mineralische Fasern über höhere  $E$ -Moduln als Beton verfügen, weisen synthetisch organische und natürlich organische Fasern teilweise geringere  $E$ -Moduln auf. Somit wird deutlich, weshalb diese Fasertypen im Betonbau lediglich eine untergeordnete Rolle - beispielsweise Polypropylenfasern im Brandschutz - einnehmen können. Es ist jedoch festzustellen, dass alle betrachteten Fasertypen höhere  $E$ -Moduln als DWM aufweisen und somit grundsätzlich für die Aufgabenstellung von Interesse sind.

Für die Bruchdehnungen ergibt sich ebenfalls ein zu differenzierendes Bild. Während die betrachteten Fasertypen grundsätzlich eine höhere Bruchdehnung als Beton aufweisen, sind für Aramid-, Kohlenstoff-, Holz- und Glasfasern durchaus ähnliche Werte wie für eine DWM festzustellen.

#### **4.8.2 Folgerungen für die weitere Vorgehensweise**

Aus der Wertung der Recherche wird deutlich, dass die jeweiligen Wissensstände zur Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen und bindigen Böden relativ gering sind. Die bereits tief greifender erforschten Faserbetone lassen Hinweise auf das Verbundverhalten von DWM und Fasern ableiten. Insbesondere können Versuchs- und Bemessungsvorschriften auf die Bedürfnisse von DWM adaptiert werden. Eine reine Übertragbarkeit der im Faserbeton gemachten Erkenntnisse ist jedoch nicht gegeben, da sich Faserbetone und DWM in ihrem Frisch- und Festeigenschaften signifikant unterscheiden. Folglich bleibt festzuhalten, dass anhand der aufgezeigten Erkenntnisse lediglich Hinweise abgeleitet werden können, so dass gesonderte Untersuchungen notwendig sind.

Im Zuge der Arbeit kann jedoch auf die recherchierten Untersuchungsmethoden zurückgegriffen werden. Dementsprechend werden für die in Kap. 5 beschriebenen Untersuchungen teilweise Versuche aus der Betontechnologie und dem Grundbau zugrunde gelegt und modifiziert. Ferner können für die zu betreibende Modellbildung ggf. Ansätze aus der Betontechnologie adaptiert werden. Auch hierbei ist den erheblichen Unterschieden zwischen Betonen und DWM Rechnung zu tragen. So ist das Tragverhalten unterhalb des Risseintritts zu untersuchen, da die größeren Bruchdehnungen der DWM auf eine bessere Ausnutzung der Fasern im Zustand I schließen lassen. Eine Voraussetzung hierfür wäre jedoch, dass die Verbundeigenschaften zwischen Matrix (DWM) und Fasern dies auch zulassen.

## 5. Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen

### 5.1 Allgemeines

Den Rahmen der vorliegenden Arbeit bilden die Untersuchungen zum Einfluss einer Faserbewehrung auf die Eigenschaften von Einphasen-Dichtwandmassen (DWM). Hierbei ist in die rheologischen Eigenschaften im Suspensionszustand und die mechanisch-hydraulischen Eigenschaften im erhärteten Zustand zu unterscheiden.

Die Thematik der Faserbewehrung zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von DWM wird mit der vorliegenden Arbeit neu erschlossen. Als eine Grundvoraussetzung wird formuliert, dass die derzeit geforderten Eigenschaften von DWM auch für den neuartigen Verbundbaustoff erhalten bleiben und möglichst noch optimiert werden. Als Nachweiskonzept für den Erhalt bestehender Eigenschaften bietet sich die in den GDA-Empfehlungen beschriebene Eignungsuntersuchung von DWM an. Ein Anhalt in Bezug auf die durchzuführenden Untersuchungen wird in Empfehlung E 3-2 gegeben: „in der Regel ist Folgendes zu bestimmen:

- Zusammensetzung und Eigenschaften der Ausgangsstoffe
- Eigenschaften der frischen DWM
- Verarbeitbarkeit und Erstarrungsverhalten der DWM
- Festigkeit und Spannungs-Verformungs-Verhalten der erhärteten DWM
- Durchlässigkeit der erhärteten DWM
- Dichte und Wassergehalt“

Der dargelegte Prüfumfang ist nach Auffassung des Verfassers als Grundmatrix anzusehen. Darauf aufbauend sollten je nach den speziellen Standorterfordernissen Sonderuntersuchungen durchgeführt werden. Nachfolgend skizzierte Vorgehensweise wird dabei als zielführend erachtet (siehe Abb. 5.1):

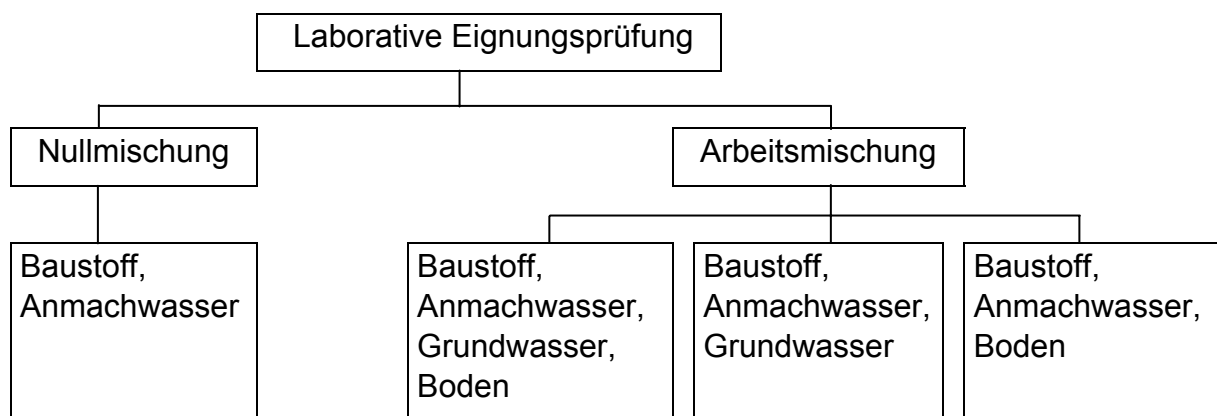


Abb. 5.1: Organigramm für erweiterte Eignungsprüfungen

Die Laboruntersuchungen sollten an Null- und Arbeitsmischungen durchgeführt werden. Als Nullmischungen sind in diesem Zusammenhang Suspensionen definiert, die aus dem Dichtwandbaustoff und Anmachwasser aufgeschossen werden. Als Arbeitsmischungen werden Suspensionen bezeichnet, die aus dem Dichtwandbaustoff, Anmachwasser, Grundwasser und Boden (Beimengungen) aufgeschossen werden. Durch die Arbeitsmischungen wird berücksichtigt, dass die Suspension durch das Bauverfahren mit dem anstehenden Boden angereichert und mit dem Grundwasser vermischt wird.

Für die labormaßstäbliche Simulation der in situ-Randbedingungen muss das Ziel darin bestehen, mit der eingeführten Versuchsgeserätetechnik relevante Belastungen möglichst originalgetreu abzubilden. Folgende Abb. 5.2 gibt hierfür eine Untersuchungsmatrix wieder.

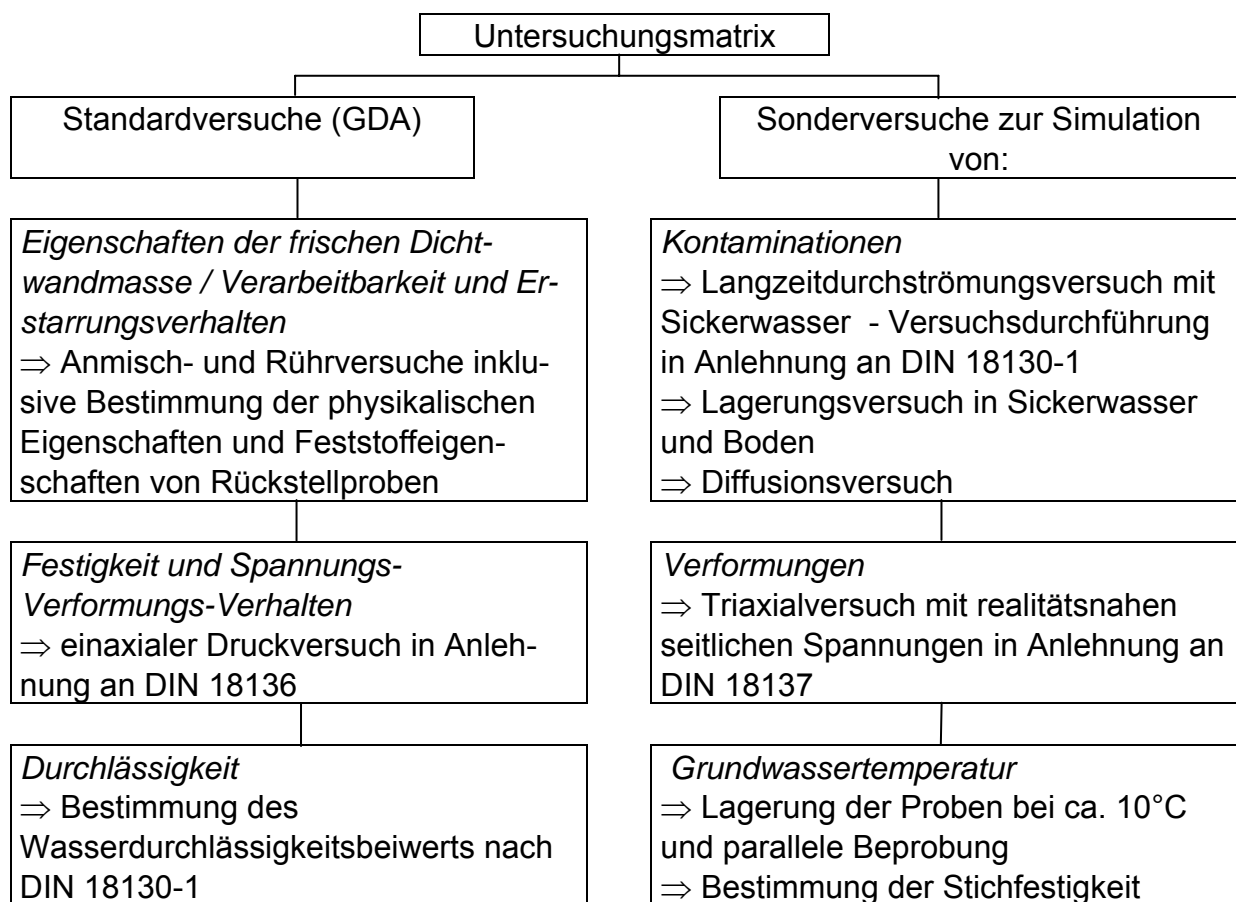


Abb. 5.2: Untersuchungsmatrix

## 5.2 Versuchsprogramm

Um die im Weiteren formulierten Ziele zu erreichen, war in Anmischversuchen eine reproduzierbare, homogene Faserverteilung in der Dichtwandsuspension (DWS) sicherzustellen (siehe Abb. 5.3). Hierzu waren neben neuen Algorithmen beim Anmischen der DWS und beim Homogenisieren der Fasern auch neue Methoden zur Bestimmung der Faserverteilung im Matrixbaustoff zu erarbeiten. Im Weiteren sollten



die Anmischversuche genutzt werden, um die maximal realisierbaren Fasergehalte zu bestimmen.

Der maximal realisierbare Fasergehalt kann anhand der Frischsuspensionseigenschaften und der Eigenschaften des erhärteten Verbundbaustoffes abgeleitet werden. Ein zu hoher Fasergehalt führt zu einer inhomogenen Faserverteilung. In der Folge bilden sich Zusammenballungen aus, die sich durch das Mischen nicht mehr auflösen lassen - die Verarbeitbarkeit und Pumpbarkeit wird herabgesetzt. In diesem Zusammenhang sind die Auswirkungen von Fasern auf die rheologischen Eigenschaften der DWS zu belegen. Der erhärtete Verbundbaustoff kann die Grenze des Fasergehalts einerseits anhand negativ veränderter Spannungs-Verformungseigenschaften und andererseits durch eine erhöhte Durchlässigkeit (im noch unbelasteten Zustand) anzeigen.

Erst nach Abgrenzung dieser Grundvoraussetzungen kann die Untersuchung des mechanisch-hydraulischen Verhaltens faserbewehrter DWM verfolgt werden. Im Rahmen der Feststoffuntersuchungen wird hierbei eine Differenzierung in die Untersuchung des Verhaltens im Lastbereich unterhalb des Risseintritts, die Erfassung des Risszustandes und das Nachrissverhalten vorgenommen. Für das Materialverhalten im Lastbereich unterhalb des Risseintritts sind die auftretenden Verformungen zu ermitteln. Im Weiteren sind die Lastabtragsmechanismen im Nachrissbereich zu untersuchen und die Kriterien des Bruchzustandes aufzustellen. Ein besonderes Augenmerk wird auf die Auswirkungen der Einzelzustände auf die Durchlässigkeit gelegt. Neben Standardversuchen aus der Bodenmechanik sind hierfür Versuche aus der Werkstoffkunde und Betontechnologie zu adaptieren. Daneben sind im Interesse der Praxistauglichkeit Sonderversuche durchzuführen. Hierbei soll insbesondere in situ wirkenden Randbedingungen Rechnung getragen werden. Die Beeinflussung durch Kontaminationen wird in diesem Zusammenhang nicht betrachtet.

Für die Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten wurde eine ‚Universalprüfmaschine 1475‘ der Firma ZWICK-Materialprüfung, Ulm, genutzt. Die Prüfpresse ist mit zwei Kraftmessdosen der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik ausgerüstet. Diese besitzen einen Lastbereich von 0,04 - 10 kN bei einer Genauigkeit von 20 N bzw. einen Lastbereich von 0,4 - 100 kN bei einer Kennwerttoleranz von  $\pm 0,1$  % des Maximalwertes. Bezogen auf die Querschnittsfläche beträgt die erreichbare Genauigkeit der Spannungsermittlung im einaxialen Druckversuch somit ca. 1 kPa. Während des Versuches werden die Kraft, die Versuchsdauer und der Traversenweg aufgezeichnet. Die verbleibenden Kennwerte sind abzuleiten. Abweichungen in der Endflächenparallelität der Probekörper werden durch die Kalottenlagerung der oberen Druckplatte ausgeglichen.

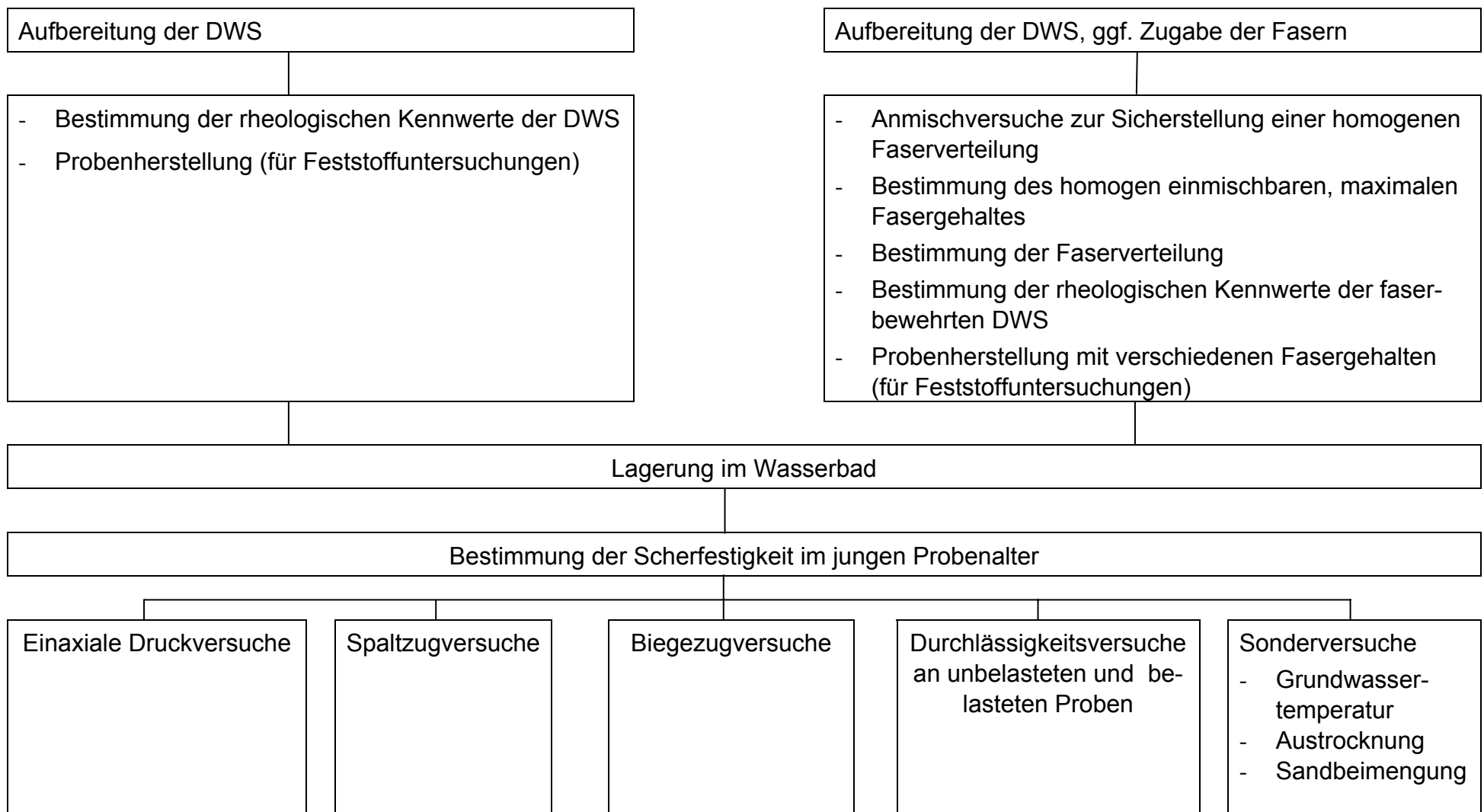


Abb. 5.3: Vorgehensweise und verwendete Versuche

## 5.3 Verwendete Grundmaterialien

### 5.3.1 Allgemeines

Für die Untersuchungen war im Vorfeld eine Auswahl Erfolg versprechender Grundmaterialien (Faser- und Matrixbaustoff) vorzunehmen. Als Entscheidungskriterien dienten im Einzelnen:

- Auswahl von in der Baupraxis anerkannten, marktüblichen Standardbaustoffen. Als mögliche Einsatzgebiete des neuen Verbundbaustoffes sollten sowohl Altlasteneinkapselungen als auch Baugrubenverbaue in Betracht kommen.
- Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse durch gleich bleibende Baustoffeigenschaften und Verfügbarkeit, ggf. Erfahrungen aus vorangegangenen eigenen Untersuchungen.
- Aus Recherche (Kap. 4) und Einmischversuchen ableitbare Erfolgsaussichten.

### 5.3.2 Auswahl der Komponenten des Matrixbaustoffes

Als Grundkomponenten der Matrixbaustoffe wurden Trockenfertigbaustoffe der ANNELIESE Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH & Co. KG (AZ BUT) verwendet (siehe Tab. 5.1). Gemäß der o.g. Kriterien galt es, möglichst das gesamte Anwendungsspektrum von DWM zu erfassen. Im Ergebnis wurden für die Grundsatzuntersuchungen handelsübliche Fertigbaustoffe der DiWa-mix® - Reihe ausgewählt. Aus der Gruppe der feststoffarmen Baustoffe kam ein Baustoff mit einem Feststoffanteil von  $230 \text{ kg/m}^3$  zur Anwendung. Dieser wird im Folgenden als „M I“ bezeichnet. Zudem wurde ein im Weiteren als „M II“ bezeichneter Baustoff mit einem Feststoffanteil von  $400 \text{ kg/m}^3$  als Vertreter der feststoffreichen Baustoffe gewählt. Die Baustoffe wurden vom Verfasser bereits in vielfältigen Voruntersuchen zum Spannungs-Verformungs-, Selbstheilungs- und Durchlässigkeitsverhalten genutzt. Sowohl im Zuge der Voruntersuchungen als auch im Verlauf der vorliegenden Arbeit wurden ein sehr konstantes Qualitätsniveau und eine dementsprechend hochwertige Reproduzierbarkeit gewonnener Versuchsdaten konstatiert.

Tab. 5.1: Kennwerte der Baustoffe M I und M II bei  $T = 20^\circ \text{C}$

Kennwert	M I	$v$ [%] *	M II	$v$ [%]
Dichte $\rho_f$ [t/m <sup>3</sup> ]	1,15	0,6	1,25	0,5
Marsh-Zeit $t_M$ [Sek.]	36	2,5	37	3,1
Fließgrenze $\tau_f$ [N/m <sup>2</sup> ]	27	2,7	36	2,5
Filtratwasserabgabe $f$ [ml]	30	3,9	64	2,5
Absetzmaß $t_{24}$ [%]	2,8	3,8	5,0	3,0
Einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,05		3,09	
Durchlässigkeitsbeiwert $k_{10}$ [m/s]	$< 1 \times 10^{-10}$		$< 1 \times 10^{-10}$	

\* Variationskoeffizient  $v = \text{Standardabweichung} / \text{Mittelwert}$

Um die Praxisrelevanz der Untersuchungen zu gewährleisten, wurden in Sonderuntersuchungen Baustoffmischungen entsprechend des in Abb. 5.1 aufgezeigten Organigramms (Eignungsprüfung) berücksichtigt. Als Matrixbaustoff kam hierbei *M I* zum Einsatz.

Für die Zugabe von Boden existieren weder qualitative noch quantitative Empfehlungen bzw. Vorschriften. Der durch eine Dichtwand abzudichtende Bereich ist i.Allg. jedoch als nichtbindiger Boden zu charakterisieren. Als Vertreter dieser Bodenart wurde ein Sand ausgewählt. Im Detail handelte es sich nach DIN 4022 um einen stark mittelsandigen Grobsand mit schwachem Feinkiesanteil. Dieser ist nach DIN 18196 mit einer Ungleichförmigkeitszahl von  $U = 3,4$  [-] in die Bodengruppe der enggestuften Sande SE einzuordnen. Nachfolgende Abb. 5.4 stellt die durch Trockensiebung ermittelte Kornsummenkurve nach DIN 18123 dar.

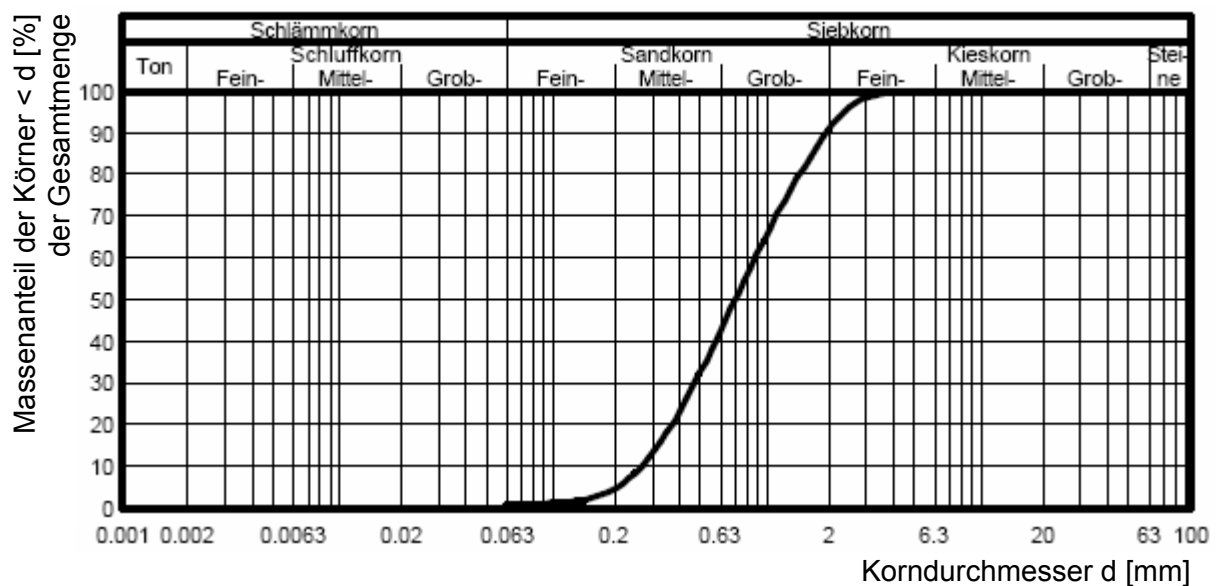


Abb. 5.4: Kornsummenkurve des verwendeten Sandes nach DIN 18123

Durch die Sandbeimengung sollte ebenso der in Kapitel 3 erwähnten Substituierung von Bindemittel durch mineralische Füllstoffe Rechnung getragen werden. In der Konsequenz wurde dem Baustoff *M I* die notwendige Sandmenge von  $170 \text{ kg/m}^3$  hinzugegeben, um den Feststoffanteil des Baustoffes *M II* zu erhalten. Diese Mischung wird im Folgenden als *M IA* bezeichnet. Durch die Parität der Feststoffanteile bietet sich die Möglichkeit, die Mischung *M IA* mit dem Baustoff *M II* zu vergleichen. Ferner kann durch den Vergleich mit dem Baustoff *M I* der Einfluss der Sandbeimengung auf die Eigenschaften des Matrixbaustoffes erfasst werden.

Als Anmachwasser wurde das aus den weichen Wässern des Harzes gewonnene Braunschweiger Leitungswasser verwendet. Eine Wasseranalyse nach DIN 4030 T. 1 zeigte keine beton- oder zementangreifenden Inhaltsstoffe. Das Wasser wies einen mittleren pH-Wert von 8,9 [-], eine mittlere Leitfähigkeit von  $130 \text{ mS/cm}$  und einen Härtegrad von  $3,0^\circ \text{ dH}$  auf. Der niedrige Härtegrad des Wassers bewirkt beim Aufschließen der DWS ein starkes Quellen der Bentonite.

### 5.3.3 Theoretische Vorauswahl der Fasern

In Kap. 4 wurde eine Zusammenstellung für den Baubereich relevanter Fasertypen inklusive der jeweiligen Charakterisierung vorgenommen. Für eine theoretische Vorauswahl Erfolg versprechender Fasern ist ein Abgleich von Faser- und DWM-Eigenschaften vorzunehmen. Ferner ist den avisierten Einsatzmöglichkeiten des neuen Verbundbaustoffes Rechnung zu tragen. Hierzu werden folgende Überlegungen angestellt:

Bei einem Vergleich der Festigkeiten wird deutlich, dass sämtliche Fasertypen sowohl eine höhere Zugfestigkeit als auch einen höheren  $E$ -Modul als die verwendeten DWM-Fertigbaustoffe aufweisen. Dementsprechend ist grundsätzlich das Versagensbild 'Faserauszug' und somit die beabsichtigte Erhöhung der Duktilität zu erwarten. Aus diesem Gesichtspunkt kämen grundsätzlich alle Fasertypen in Betracht.

In Bezug auf die Bruchdehnungen ist eine Differenzierung einzuführen. Für Aramid- und Asbestfasern sind durchaus ähnliche Werte wie für die verwendeten DWM dokumentiert. Während Asbestfasern aufgrund gesundheitlicher Bedenken ausscheiden, muss die Verwendung von Aramidfasern aus Kostengründen verworfen werden.

Im Zuge der theoretischen Vorauswahl waren ferner die verbleibenden natürlichen organischen Fasermaterialien (siehe Tab. 4.4) zu beurteilen. Die von DEUSE ET AL. [2003] präferierte Beimengung von Holz- und Cellulosefasern wird für Einphasen-Dichtwand-Dauerbauwerke als kritisch erachtet. So weisen BALAGURU [1992] und MEHRHORN [1997] für Betone auf die Beeinträchtigung des Langzeitverhaltens durch Wasseraufnahme. Ferner ist bei Kontakt der Fasern zu Sauerstoff von einer Zersetzung auszugehen. DWM verfügen im Vergleich zu Betonen über einen wesentlich geringeren Bindemittelgehalt und somit nochmals verminderte Resistenz gegenüber derartigen Angriffsmechanismen. Folgende Diskussion kann zudem erweiternd geführt werden:

Cellulose stellen Mehrfachzuckerverbindungen dar, die - insofern sie chemisch stabil sind - keine Gefährdung des Hydratationsfortschritts bzw. der Beständigkeit des Baustoffes bergen. Zerfällt jedoch der Mehrfachzucker in gut wasserlösliche Einfachzucker, wird der Hydratationsfortschritt durch den Kontakt zum Bindemittel erheblich verzögert bzw. die Beständigkeit des Baustoffes negativ beeinflusst. Die Aufspaltung der Mehrfachzuckerverbindungen wird durch Oxidationsprozesse hervorgerufen. Demnach können die Eigenschaften der DWM nur nachhaltig sichergestellt werden, wenn die natürlichen organischen Fasern dauerhaft vor einem Sauerstoffzutritt geschützt sind. Diese Voraussetzung ist für eine Einphasen-Dichtwand jedoch als nicht erfüllt anzusehen, da die Wand i.d.R. bereits im Anschluss an die Herstellung einer hydraulischen Belastung ausgesetzt ist. Wasser besitzt einen vom Druck und der Temperatur abhängigen Sauerstoffgehalt (siehe Tab. 5.2). Bei der üblichen Grundwassertemperatur von  $T = 10^\circ\text{C}$  und Atmosphärendruck können nach BOLLRICH [2000] 11,29 [mg/l] Sauerstoff im Wasser gelöst sein. Bei einer zugrunde gelegten Dichte des Sauerstoffs von  $\rho = 1,34 \text{ mg/cm}^3$  beträgt der Volumenanteil des in einem Liter Wasser gelösten Sauerstoffs somit ca.  $15,1 \text{ cm}^3$ .

Tab. 5.2: Sauerstoffgehalt in Wasser bei Atmosphärendruck (nach BOLLRICH [2000])

Temperatur [°C]	0	5	10	15	20	30
Sauerstoff [mg/l]	14,62	12,77	11,29	10,08	9,09	7,56

Da durch eine Faserbewehrung der Eintritt von Rissen nicht verhindert, sondern lediglich abgeschwächt und verteilt wird, ist davon auszugehen, dass im Riss befindliche Fasern einem zusätzlichen, nicht unerheblichen Kontakt zum Wasser ausgesetzt sind. Dementsprechend wirkt je nach Stadium der Hydratation ein verzögernder bzw. die Beständigkeit des Baustoffes schädigender Einfluss. Die notwendige Baustoffresistenz könnte lediglich über Sondermaßnahmen bei der Baustoffzusammensetzung erreicht werden. Derartige Sonderbaustoffe widersprechen jedoch der eingangs formulierten Forderung nach marktüblichen Standardbaustoffen. Des Weiteren stellen bei einer geplanten Dichtwandlebensdauer von mehreren Jahrzehnten Fasern, die nicht vollständig durch den Baustoff von der Umgebung getrennt werden und dementsprechend verwittern, eine neue Möglichkeit zur Entstehung von Wasserwegsamkeiten dar. In der Konsequenz werden natürliche organische Fasern nicht weiter berücksichtigt.

Im Weiteren scheiden aus der Gruppe der mineralischen Fasern (siehe Tab. 4.5) E-Glasfasern aus, da das Fasermaterial gegenüber Bindemitteln als nicht resistent einzustufen ist. Das gegenüber Bindemitteln resistente AR-Glas ist aufgrund seiner sehr hohen Zugfestigkeit und der geringen Faserdurchmesser für den Anwendungsfall der faserbewehrten DWM überdimensioniert und könnte dementsprechend zu keinem marktgerechten Preis realisiert werden. Dies gilt im gleichen Sinne für die Siliziumkarbidfaser mit ihrem sehr hohen *E*-Modul. Der Einsatz dieser Fasern scheidet ebenfalls aus Kostengründen aus.

Im Rahmen der theoretischen Vorauswahl werden im oben aufgezeigten Ausschlussverfahren Stahl- und Kunststofffasern die besten Erfolgsaussichten eingeräumt. Die Diskussion zur Gefährdung der Langzeitbeständigkeit bei Sauerstoffzutritt ist für Stahlfasern ebenso zu führen. Allerdings besteht hier die Möglichkeit, einen Korrosionsschutz vorzusehen. Erfahrungen hierzu liegen im Bereich faserbewehrter, wasserdruckbeanspruchter Bauteile des Massivbaus vor.

Die gewählten Fasern wurden zum größten Teil von der BEKAERT Deutschland GmbH, der VULKAN HAREX Stahlfasertechnik GmbH & Co. KG und der Materialprüfanstalt für das Bauwesen – MPA Braunschweig zur Verfügung gestellt. Ein Teil der verwendeten Kunststoff- und Glasfasern stammt aus dem in Kapitel 4 angeführten Forschungsvorhaben zur Faserbewehrung von bindigen Böden (RODATZ [1994]).

Auf Besonderheiten der Fasern wird im Weiteren eingegangen. Spezifische Kennwerte können Tab. 5.3 entnommen werden.

## Stahlfasern

### WIREMIX®

WIREMIX®-Fasern sind Stahldrahtfasern der BEKAERT Deutschland GmbH. Die Fasern weisen eine gewellte Form auf und lassen somit auf sehr gute Verankerungsmöglichkeiten schließen (siehe Abb. 5.5).



Abb. 5.5: WIREMIX®-Fasern

### Dramix®

Dramix®-Fasern sind ebenfalls Stahldrahtfasern der BEKAERT Deutschland GmbH. Die Fasern verfügen beidseitig über Endhaken und bieten somit sehr gute Verankerungsmöglichkeiten. Die einzelnen Dramix®-Fasern sind über einen wasserlöslichen Kleber miteinander verbunden (siehe Abb. 5.6).



Abb. 5.6: Fasertyp Dramix®

### Twincone®

Die von der MPA zur Verfügung gestellte Twincone®-Faser der ARBED S.A. ist eine Stahldrahtfaser mit kegelförmigen Endverankerungen. Die Fasern weisen eine Länge von 54 mm und einen Durchmesser von 1,0 mm auf (siehe Abb. 5.7).



*Abb. 5.7: Fasertyp Twincone®*

### **FT 35**

Die von der MPA zur Verfügung gestellte FT 35 der FATEK Betonfasertechnik GmbH ist ein gestanzter Blechstreifen mit kellenförmigen Vertiefungen. Ihre Länge beträgt 35 mm, die Breite 1,9 mm und die Dicke 0,4 mm (siehe Abb. 5.8).



*Abb. 5.8: Fasertyp FT 35*

### **SF 01/32**

Die von VULKAN HAREX Stahlfasertechnik GmbH & Co. KG zur Verfügung gestellten SF 01/32 sind gefräste Fasern mit unregelmäßigem Querschnitt. Die Oberfläche ist auf einer Seite als glatt, auf der anderen Seite als rau zu charakterisieren (siehe Abb. 5.9).





*Abb. 5.9: Fasertyp SF 01/32*

## **Kunststofffasern**

### **SYNMIX®**

SYNMIX®-Fasern sind Polypropylenfasern der BEKAERT Deutschland GmbH. Die Fasern bieten eine strukturierte Form und lassen somit auf sehr gute Verankerungsmöglichkeiten schließen (siehe Abb. 5.10).



*Abb. 5.10: SYNMIX®*

### **PP 25/02**

Die PP 25/02-Faser stammt aus dem Forschungsvorhaben RODATZ [1994]. Es handelt sich um eine Polypropylenfaser mit glatter Oberfläche. Ihre Länge beträgt 25 mm und der Durchmesser 0,2 mm (siehe Abb. 5.11).



Abb. 5.11: Fasertyp PP 25/02

Tab. 5.3: Fasertypen

Fasertyp	Material	Abmessungen				Dichte $\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	E-Modul E [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]
		l [mm]	b [mm]	d [mm]	$\varnothing$ [mm]			
WIREMIX <sup>®</sup>	Stahldraht	40	2,3	0,4		7,85	200.000	800
Dramix <sup>®</sup> (I)	Stahldraht	60			1,1	7,85	200.000	1.000-1.300
Dramix <sup>®</sup> (II)	Stahldraht	60			1,3	7,85	200.000	1.000-1.300
Twincone <sup>®</sup>	Stahldraht	54			1,0	7,85	200.000	1.400
FT 35	Stahlblech	35	1,9	0,4		7,85	200.000	400-1.000
SF 01/32	Stahl, gefräst	32	unregelmäßig			7,85	200.000	500
SYNMIX <sup>®</sup>	Polypropylen	55			0,8	0,9	1.450	35
PP 25/02	Polypropylen	25			0,2	0,9	1.450	35

## 5.4 Abstimmung der Grundkomponenten und der Labortechnik

### 5.4.1 Allgemeines

Aufbauend auf der theoretischen Vorauswahl war im Rahmen von Einmischversuchen zu klären, inwieweit sich die unterschiedlichen Fasertypen homogen in die DWM einbauen lassen. Als Matrixbaustoff kam in dieser Versuchsphase *M I* zur Anwendung. *M I* weist bei einer geringeren Suspensionsdichte als *M II* in etwa die gleiche Anfangsfließgrenze auf. Dementsprechend kann abgeleitet werden, dass sich Fasern, die in *M I* sedimentations- bzw. auftriebsstabil untergemischt werden können, auch in *M II* stabil verhalten.

Im Zuge der Vorauswahl war einer homogenen und reproduzierbaren Faserverteilung in den Probekörpern Sorge zu tragen. Als Orientierungshilfe für praktikable Fasergehalte wurden Anhaltswerte der Stahlfaserbetontechnik herangezogen. Hier werden für konventionelle Anwendungszwecke wie Industriefußböden Faserzug-

bemengen von 25 bis 50 kg/m<sup>3</sup> verwendet. FALKNER / TEUTSCH [1999] geben als Mindestmenge für die Faserzugabe einen Wert von 20 kg/m<sup>3</sup> an.

Im weiteren Verlauf der Arbeit wurde mit Fasern unterschiedlicher Dichte gearbeitet. Somit bietet die Angabe der Faserzugabemenge in [Vol.-%] bessere Vergleichsmöglichkeiten als die Angabe in [kg/m<sup>3</sup>]. Nachfolgende Tab. 5.4 stellt die Verhältnissgrößen einander gegenüber.

*Tab. 5.4: Gegenüberstellung der Faserzugabemengen*

Gehalt Material	[Vol.-%]	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75	1,0
Stahlfaser	[kg/m <sup>3</sup> ]	20	30	40	50	60	80
Polypropylen	[kg/m <sup>3</sup> ]	2,25	3,375	4,5	5,625	6,75	9,0

In den Einmischversuchen zur endgültigen Auswahl der Fasern wurde mit einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% gearbeitet.

## 5.4.2 Voraussetzungen

### 5.4.2.1 Ermittlung der notwendigen rheologischen Grenzwerte der Dichtwandsuspensionen

Als Voraussetzung für die weiteren Untersuchungen waren die rheologischen Grenzwerte der DWS, die zur Sicherstellung der Stabilität des Verbundbaustoffes im Suspensionsstadium notwendig sind, zu bestimmen.

Unter Stabilität soll in diesem Zusammenhang die Erhaltung einer makroskopisch homogenen Faserverteilung in der DWS verstanden werden. Eine hohe Stabilität bringt insbesondere bei hohen Fließgrenzen einen hohen Deformationswiderstand mit sich. Ursache für eine Destabilisierung (Entmischung der Phasen) sind Feldkräfte wie die Gravitation. Bei einem Dichteunterschied zwischen Faser und DWS kommt es durch Sedimentation zur Bildung eines faserreichen Bodensatzes. Die Sedimentationsneigung bzw. -geschwindigkeit wird dabei durch verschiedene Parameter bestimmt. So begünstigen beispielsweise große Dichteunterschiede und große Faserabmessungen den Sedimentationsvorgang.

Im Folgenden werden die Kennwerte zur Ausschaltung von Fasersedimentation und -auftrieb bestimmt. Die theoretisch erforderlichen Suspensionskennwerte für den statischen Anwendungsfall sind in Tab. 5.5 zusammengestellt. Für die Abschätzung wurde in einem ersten Schritt das Kräftegleichgewicht an einer senkrecht orientierten losen Einzelfaser gebildet (siehe Abb. 5.12).

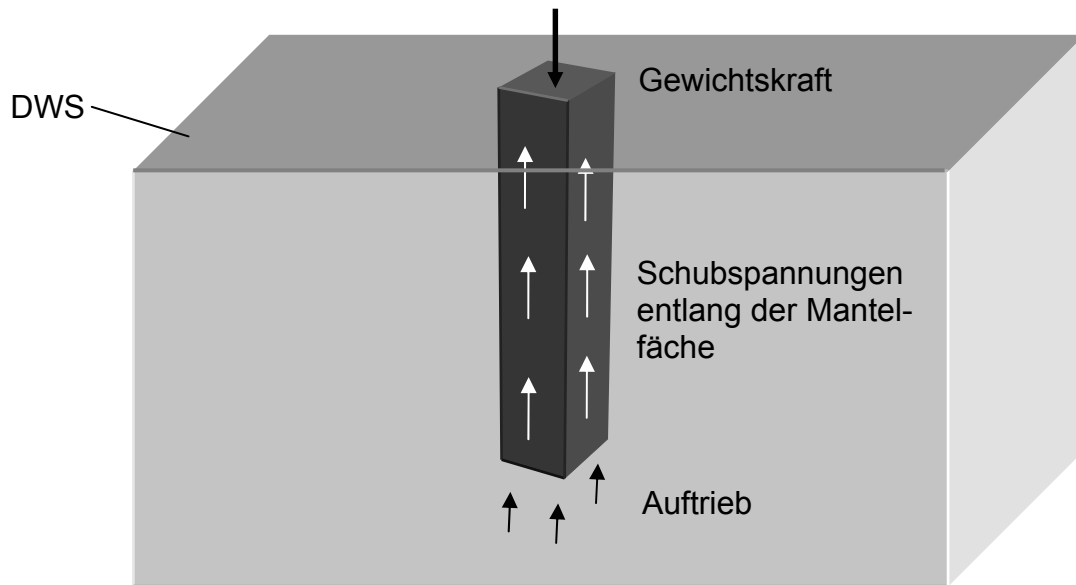


Abb. 5.12: Angreifende und haltende Kräfte an einer senkrecht orientierten Faser

Als angreifende Komponente wirkt die Gewichtskraft der Faser. Diese gilt es durch haltende Kräfte zu kompensieren. Hierzu zählen die Auftriebskraft - die sich aus dem hydrostatischen Druck auf die Auftriebsfläche ergibt - und die Schubspannungen entlang der Mantelfläche der Faser. Für die Berechnung der notwendigen Schubspannungen wurde eine idealisierte Faserform gemäß Abb. 5.12 zugrunde gelegt.

Tab. 5.5: Theoretisch erforderliche Fließgrenzen bei einer Suspensionsdichte von  $\rho_s = 1,15 \text{ [t/m}^3\text{]}$

Fasertyp	Gewichtskraft / Faser G [N]	Auftrieb A [N]	Mantelkraft M [N]	erf. Fließgrenze $\tau_f \text{ [N/m}^2\text{]}$
WIREMIX®	0,002888800	0,000423200	0,002465600	11,4 ↑
Dramix® (I)	0,004476063	0,000655729	0,003820334	18,4 ↑
Dramix® (II)	0,006251691	0,000915853	0,005335838	21,8 ↑
Twincone®	0,003329303	0,000487732	0,002841571	16,8 ↑
FT 35	0,002088100	0,000305900	0,001782200	11,1 ↑
SYNMIX®	0,000248814	0,000317929	-0,000069115	-0,5 ↓
PP 25/02	0,000007069	0,000009032	-0,000001963	-0,1 ↓

Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass theoretisch eine Fließgrenze von  $\tau_f = 22 \text{ N/m}^2$  zur Ausschaltung von Fasersedimentation bzw.  $\tau_f = 0,5 \text{ N/m}^2$  zur Verhinderung des Faseraufschwimmens benötigt wird. Bei der Anfangsfließgrenze der DWS von  $\tau_f = 27 \text{ N/m}^2$  müssten somit sämtliche Fasern in Schwebelage gehalten wer-

den. Diese theoretischen Werte galt es durch die Einmischversuche zu überprüfen. Die Versuchsdurchführung sah hierbei vor, Frischsuspensionschargen verschiedene Fasertypen hinzugeben und deren Verhalten zu dokumentieren. Die Fasern wurden anfangs aus geringer Höhe auf die Suspensionsoberfläche gestreut. Hierbei wurde keine Homogenisierung durch Rühren vorgenommen.

Die Auswertung der Versuche zeigte bereits in diesem frühen Versuchsstadium deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Fasermaterialien:

Die Kunststofffasern verblieben nach dem Einstreuen auf der Suspensionsoberfläche (siehe Abb. 5.13 b). Durch anschließendes Rühren ließen sie sich jedoch mühelos in der Frischsuspension verteilen. Eine Neigung der Fasern zur Sedimentation bzw. zum Aufschwimmen konnte nicht festgestellt werden. Diese Beobachtung wurde durch Fasergehaltsbestimmungen im erhärteten Zustand verifiziert. Dementsprechend stellt die Anfangsfließgrenze von  $\tau_f = 27 \text{ N/m}^2$  für die Kunststofffasern einen rheologischen Grenzwert für eine makroskopisch homogene Faserverteilung dar.

Beim Einstreuen verblieben waagrecht orientierte Stahl-, Stahldraht- und Stahlblechfasern ebenfalls auf der Oberfläche (siehe Abb. 5.13 a). Dagegen tauchten senkrecht auftreffende Fasern langsam in die DWS ein. Je nach Fallhöhe versanken die Fasern ganz oder nur zu einem Teil.



Abb. 5.13: Einstreuversuche von Fasern

Die Sinkgeschwindigkeit war umso größer, je höher die Fallhöhe der Fasern war und desto mehr Fasern sich in einer Zusammenballung befunden haben. Die Sedimentation senkrecht orientierter Fasern kann zum einen anhand der Vereinfachungen der theoretischen Betrachtungen erklärt werden. Hierbei wurde das Kräftegleichgewicht an einer geometrisch idealisierten Einzelfaser gebildet. Die gesamte Mantel- und Stirnfläche diente in der Betrachtung zur Bereitstellung haltender Kräfte. Im realen Mischprozess kommt es jedoch infolge von Konglomeraten zur Beeinflussung der Fasern untereinander. Dementsprechend kann gefolgert werden, dass die haltenden Kräfte nicht vollständig mobilisiert werden. Zum anderen wirkt durch das Einstreuen

aus größerer Fallhöhe (z.B. 10 cm) eine Kraftkomponente, die in der vorab vorgestellten statischen Gleichgewichtsbetrachtung keine Berücksichtigung fand.

Im Anschluss an die Einstreuversuche wurden die Proben homogenisiert. Hierbei wurde eine verstärkte Fasersedimentation festgestellt. Insgesamt stellte sich somit heraus, dass bei einer statisch ausreichenden Anfangsfließgrenze von  $\tau_f = 27 \text{ N/m}^2$  keine homogene Faserverteilung möglich ist. Dieses Phänomen ist aus dem Bereich der mechanischen Stofftrennung bekannt. Hier werden Zentrifugen eingesetzt, um die Sedimentation größerer Bestandteile zu beschleunigen. Beim Sedimentationsvorgang wirkt die Zentrifugalkraft zusätzlich zur Gravitationskraft beschleunigend.

Um für den vorliegenden Anwendungsfall eine homogene Faserverteilung zu erlangen, existieren zwei Lösungsansätze. Einerseits könnte durch einen gesteigerten Feststoffanteil - bei einer konstanten Fließgrenze - die Dichtedifferenz der beiden Materialien verringert werden. Durch eine reine Dichteerhöhung wird die Auftriebskraft angehoben. Da die Fasern jedoch nur über eine sehr geringe Stirnfläche verfügen, ist der Anteil des Auftriebs im Vergleich zu den Schubspannungen entlang der Mantelflächen von untergeordneter Bedeutung (siehe Tab. 5.5). Dieser Ansatz entspräche somit weder baupraktischen noch wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Die zweite Möglichkeit, die auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit verfolgt wurde, ist die Erhöhung der Fließgrenze.

Die Erhöhung der Fließgrenze einer DWS kann auf unterschiedlichen Wegen vorgenommen werden. Prinzipiell ist die Fließgrenze einer zeitabhängigen Entwicklung unterworfen (siehe Abb. 5.14).

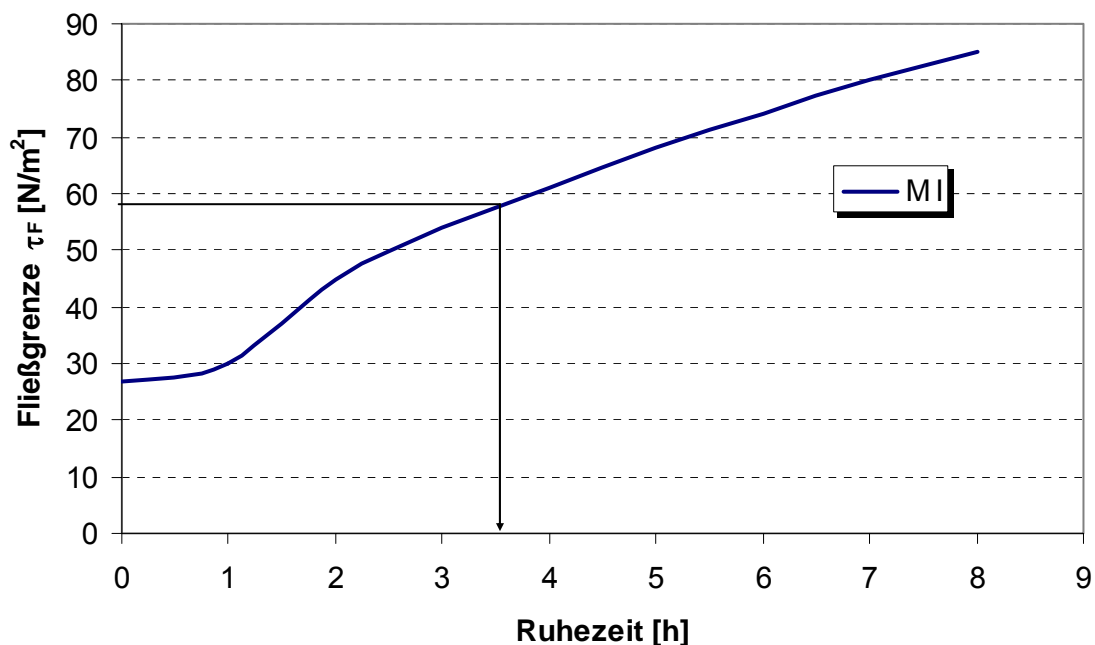


Abb. 5.14: Abhängigkeit der Fließgrenze von der Ruhezeit (IKA Mischer)

Beim Ansteifen der DWS wirken sich die thixotrope Verfestigung und der Bindemittelanteil beschleunigend aus. Daneben kann die Anfangsfließgrenze durch Eingriffe

bei der Baustoffrezeptur und beim Anmischvorgang beeinflusst werden. So bewirken die Erhöhung des Bentonitgehaltes und der Aufschlussenergie eine signifikante Anhebung der Anfangsfließgrenze. Im Rahmen der Arbeit wurde auf die erst- und die letztgenannte Möglichkeit zurückgegriffen.

Für die Mehrzahl der losen Stahlfasern erwies sich eine Mindestfließgrenze von  $\tau_{f \min.} = 57 \text{ N/m}^2$  als ausreichend, um sedimentationsstabile Gemische herstellen zu können. Lediglich für die gefräste Stahlfasern SF 01/32 wurde mit  $\tau_{f \min.} = 80 \text{ N/m}^2$  eine höhere Mindestfließgrenze festgestellt.

Die Fließgrenze von  $\tau_f = 57 \text{ N/m}^2$  konnte unter Verwendung eines IKA Mixers und einer Ruhezeit von ca. 3,5 Stunden (siehe Abb. 5.14) oder durch eine Modifikation der Anmischmodalitäten (siehe Tab. 5.6) erreicht werden.

Die notwendige Standzeit für eine Fließgrenze von  $\tau_f = 80 \text{ N/m}^2$  kann nach Abb. 5.14 zu ca. 7 Stunden abgeleitet werden. Sie war nicht mehr durch eine Veränderung der Mischintensität erreichbar.

Tab. 5.6: Rheologische Kennwerte für verschiedene Anmischmodalitäten

Mischertyp	IKA		Ultra-Turrax	
Mischzeit [Min]	10		5	
Drehzahl [U/Min]	1200		5400	
Rheologische Kennwerte		$\nu$ [%]		$\nu$ [%]
Dichte $\rho_f$ [t/m <sup>3</sup> ]	1,15	0,6	1,15	0,5
Marsh-Zeit $t_M$ [Sek.]	36	2,5	52	4,5
Fließgrenze $\tau_f$ [N/m <sup>2</sup> ]	28	2,7	64	5,0
Filtratwasserabgabe $f$ [ml]	39	3,9	31	4,7
Absetzmaß $t_{24}$ [%]	3,0	3,8	1,2	2,5
pH-Wert [-]	12,8	0,6	12,8	0,6

Während bei der Verwendung des IKA Mixers Suspensionschargen von 35 Liter in einem Arbeitsgang hergestellt werden können, ist die Suspensionsmenge bei der Verwendung des Ultra-Turrax auf 2,5 Liter begrenzt.

In Anbetracht des erheblichen Probenumfangs wurde im Weiteren mit dem IKA Mixer gearbeitet. Durch die Beschränkung auf ein Mischwerkzeug konnte eine Beeinflussung der Feststoffeigenschaften, die sich aus den unterschiedlichen Anmischmodalitäten ergeben kann, ausgeschlossen werden. Die jeweils ermittelten Variationskoeffizienten  $\nu$  lagen auf einem vergleichbaren Niveau.

#### 5.4.2.2 Überprüfung der Faserverteilung

Für die Überprüfung der Faserverteilung im Probekörper wurden unterschiedliche Möglichkeiten herangezogen. Die Untersuchungen im Frischsuspensionszustand erfolgten durch Aussiebung und anschließende Bestimmung der Fasermenge. Die Faserverteilungsprüfung im erhärteten Zustand basierte auf der Probenteilung und der anschließenden Bestimmung der Teilfasergehalte. Daneben wurde die Anwendbarkeit eines magnetischen Verfahrens und von Röntgenuntersuchungen geprüft.

##### **Aussieben der Fasern**

Für die Separierung der Fasern aus der Frischsuspension hat sich der nach API genormte Marsh-Trichter als geeignet erwiesen (siehe Abb. 5.15). Der Marsh-Trichter verfügt an der Einfüllöffnung über ein Sieb mit einer Maschenweite von 1,5 mm. Das Sieb wird im Zuge der Prüfung von Schlitzproben zur Abtrennung gröberer Bestandteile genutzt. Für die Separierung der Fasern wird die faserbewehrte DWS über das Sieb in den Marsh-Trichter eingefüllt. Die Fasern verbleiben auf dem Sieb und die Masse wird bestimmt. Die separierte DWS wird aufgefangen und das Volumen bestimmt.

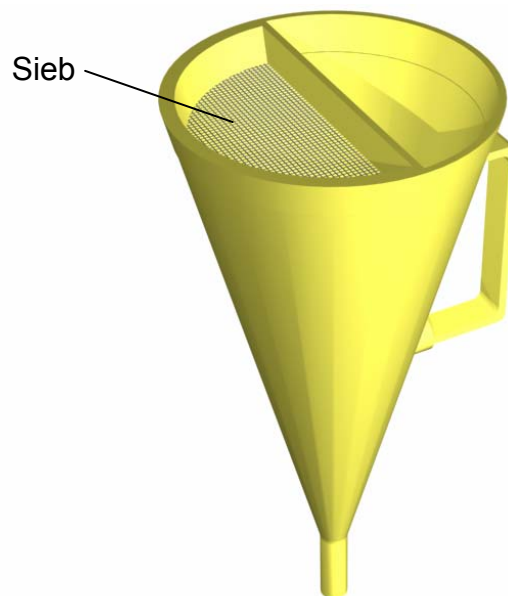


Abb. 5.15: Marsh-Trichter nach API

Ein Vorteil des Aussiebens ist in der schnellen Handhabbarkeit und Baustellentauglichkeit zu sehen. Die separierte DWS kann zur Bestimmung der rheologischen Kennwerte herangezogen werden. Ferner ist eine quantitative Aussage zur Faserbeimengung pro Volumeneinheit möglich. Der Nachteil besteht darin, dass lediglich Proben im Suspensionsstadium geprüft werden können. Eine qualitative Aussage zur Faserverteilung und -orientierung über die Probe ist anhand dieser Methode nicht möglich.



### Auszählen der Fasern nach Probenteilung

Als Kriterium für Probenteilungen wurde formuliert, dass die für die Spaltzugversuche verwendeten großen Probekörper ( $h = 20 \text{ cm}$ ) in mindestens vier und die ansonsten verwendeten kleinen Probekörper ( $h = 10 \text{ cm}$ ) in mindestens drei möglichst gleich große Anteile zu teilen sind. Die jeweiligen Teilvolumina wurden durch Tauchwägung bestimmt. Um die Fasern leichter extrahieren zu können, wurden die Probenteile im Trockenschrank erhitzt und bis zum Strukturzerfall ausgetrocknet. Nachfolgende Abb. 5.16 gibt ein Beispiel für Faser- und Probenanteile und das zugehörige Schema der Probenteilung wieder.

Während die mit Stahlfasern versehenen Proben bei  $T = 120 \text{ °C}$  erhitzt werden konnten, musste für die kunststofffaserbewehrten Proben eine Temperaturbeschränkung eingeführt werden. Der Schmelzpunkt der verwendeten Fasern ist bei ca.  $T = 100 \text{ °C}$  angesiedelt. In Teilversuchen wurde die maximale Trocknungstemperatur bestimmt, bei der noch keine Verklebungen der Fasern zu beobachten waren. Diese betrug ca.  $T = 60 \text{ °C}$ . Da DWM bei dieser Temperatur nur sehr langsam austrocknen, war bei kunststoffbewehrten Proben ein erheblicher Mehraufwand an Trockenzeit einzuplanen.

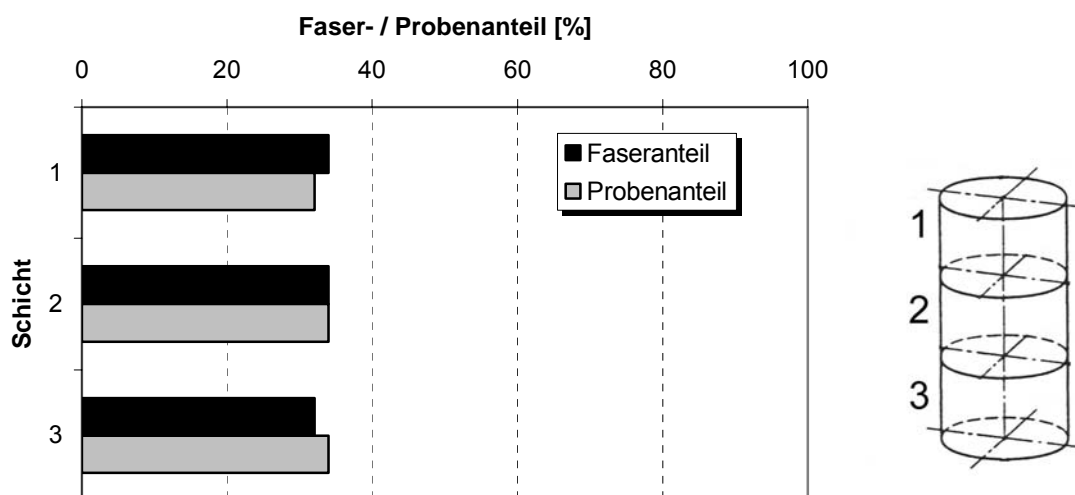


Abb. 5.16: Darstellung einer mit einem Mischdorn realisierten Faserverteilung und Schema der Probenteilung

Die Extraktion der Stahlfasern aus der zerfallenen DWM erfolgte mit Hilfe eines Magneten. Die Fasern wurden anschließend gewogen und der jeweilige Volumenanteil berechnet. Kunststofffasern können naturgemäß nicht mit diesem Verfahren separiert werden. Das händische, einzelne Auszählen der Fasern gestaltete sich als sehr aufwendig und ungenau. Es gelang jedoch, den Dichteunterschied zwischen Kunststofffasern, DWM und Wasser auszunutzen. Aufgrund des Auftriebs der Polypropylenfasern ( $\rho = 0,9 \text{ g/cm}^3$ ) in einem DWM-Faser-Wasser-Gemisch schwimmen die Fasern auf und die getrocknete DWM sinkt zu Boden. Somit konnten die separierten Fasern abgeschöpft werden. Anschließend wurden sie nochmals getrocknet und die Masse und somit implizit das Volumen bestimmt.

## Magnetisches Messverfahren

Zur Prüfung der erreichten Homogenität von Stahlfaser-Probekörpern wurde an der Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) in Braunschweig ein magnetisches Verfahren entwickelt. Hierbei dient eine Spule zur Erregung eines magnetischen Feldes und eine zweite Spule zur Aufnahme der Induktionsspannung. Beide Spulen umschließen den Probekörper, der hierdurch die Funktion eines Spulenkerns übernimmt. Ein sinusförmiger Wechselstrom  $I_{err}$  wird vom Generator in die Erregerspule eingespeist und die in der Induktionsspule induzierte Spannung  $U_i$  gemessen. Die Höhe der induzierten Spannung lässt auf die Lage und Anzahl der Fasern in der geprüften Richtung schließen. So bedingen senkrecht ausgerichtete Fasern und eine hohe Anzahl von Fasern in der zu prüfenden Richtung eine hohe induzierte Spannung.

Die Prüfung je Probekörper sah drei Teilversuche vor. Der Probekörper wurde in den Teilversuchen um  $90^\circ$  gedreht, so dass alle Raumrichtungen erfasst wurden. Die induzierten Spannungen geben ein gemittelttes Maß der Verteilungsgüte für die Raumrichtung an. Eine explizite Aussage zur Ausrichtung der Fasern ist nicht möglich. Anhand von Vergleichsversuchen kann aus der kumulierten Spannung jedoch der Gesamtfasergehalt abgeleitet werden.

Im Zuge der Prüfungen wurden mit WIREMIX®-Fasern bewehrte Probekörper verwendet. Diese wiesen ein Würfelmaß von 15 cm auf. Der Bewehrungsgrad wurde zu 0,5 Vol.-% eingestellt. Zu Referenzzwecken wurden an der MPA zusätzlich mit den gleichen Fasern hergestellte Betonwürfel untersucht. Anhand dieser Betonreferenzproben ließ sich aus einer kumulierten Spannung von  $U_i \cong 800$  mV auf einen Fasergehalt von 0,5 Vol.-% schließen.

Die induzierten Spannungen der faserbewehrten DWM sind in Abb. 5.17 dargestellt.

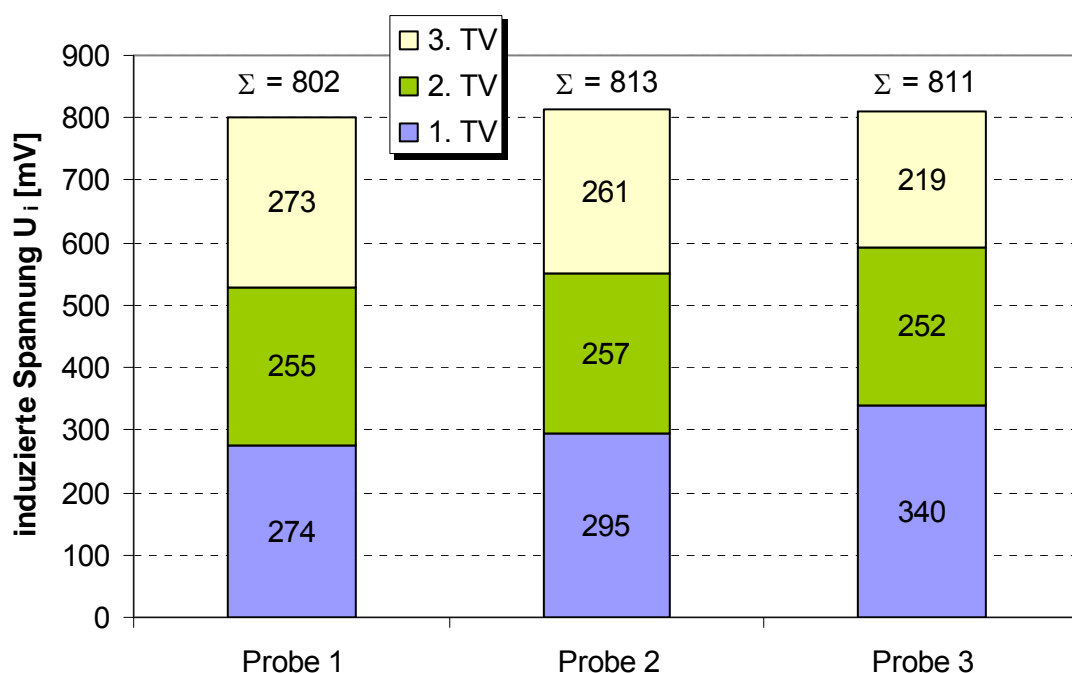


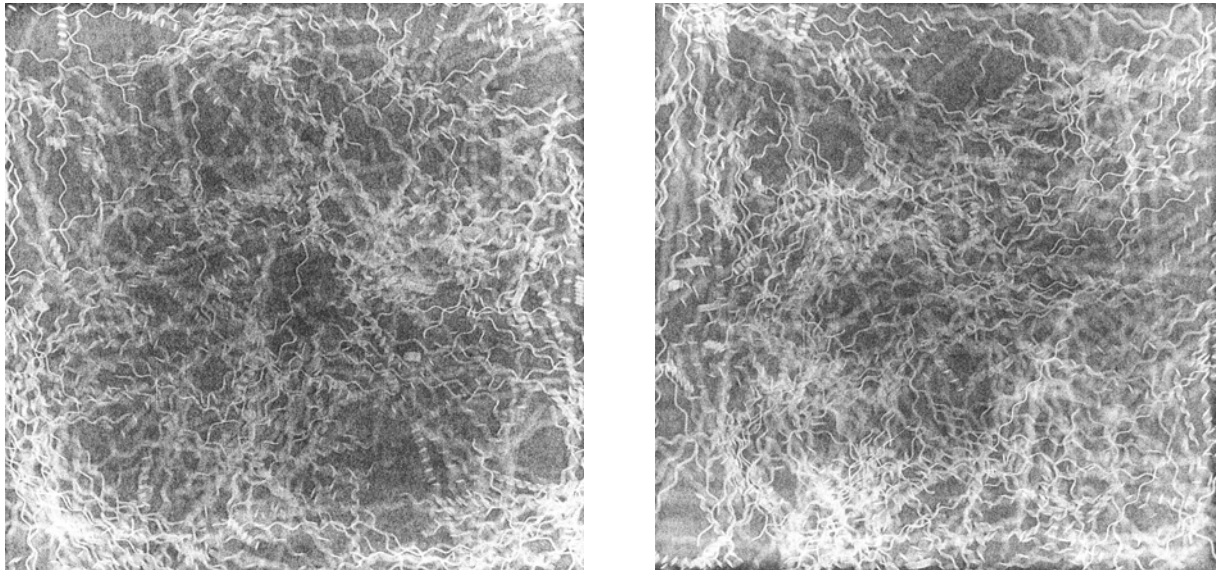
Abb. 5.17: Induzierte Spannungen je Teilversuch an WIREMIX®-Proben

Die Auswertungen deuten für die Proben 1 und 2 auf eine sehr gute Homogenität, für die Probe 3 auf eine gute Homogenität hin. Da die Ausgangslage der Probekörper bei den Prüfungen zufällig gewählt wurde, kann keine Aussage zur Abhängigkeit der gemessenen Spannung von der Herstellrichtung getroffen werden. Die kumulierten Spannungswerte liegen für die untersuchten Proben im Bereich von  $U_i \cong 800$  mV, so dass auf das Erreichen des anvisierten Fasergehaltes von 0,5 Vol.-% geschlossen werden kann.

Der Vorteil des Verfahrens ist in der guten Handhabbarkeit und schnellen Durchführbarkeit zu sehen. Obwohl keine expliziten Aussagen zur Faserorientierung gegeben werden können, bieten die gemessenen Spannungen je Raumrichtung einen guten Vergleichswert für die Faserorientierung im Raum. Anhand von Kalibrierungsversuchen kann zudem auf den insgesamt eingemischten Fasergehalt geschlossen werden. Die Versuche können lediglich an stichfesten, stahlfaserbewehrten Proben durchgeführt werden.

### **Röntgenuntersuchungen**

Für die Röntgenuntersuchungen wurde die bereits für das magnetische Messverfahren benutzte ‚Probe 1‘ verwendet. Die Prüfung sah zwei Teilversuche vor. Der Probekörper wurde hierbei um  $90^\circ$  gedreht. Nachfolgende Abb. 5.18 gibt das gewonnene Verteilungsbild wieder.



*Abb. 5.18: Röntgenaufnahmen von Probe 1*

Anhand der Aufnahme kann eine gleichmäßige Verteilung und 3-D Orientierung der Fasern erkannt werden. Dementsprechend kann für den Verbundbaustoff von quasi-isotropen Materialverhalten ausgegangen werden.

Der Vorteil von Röntgenuntersuchungen ist in Aussagen zur Faserverteilung und -orientierung zu sehen. Zudem können sämtliche Fasermaterialien untersucht wer-

den. Auf den Fasergehalt kann nicht geschlossen werden. Die Versuche können lediglich an stichfesten Proben durchgeführt werden.

#### 5.4.2.3 Laboreinmischtechnik

Die in den Laboruntersuchungen genutzten Probekörper wurden in Abhängigkeit der zu bestimmenden Parameter gewählt. Im Detail kamen Schalungskörper mit einem Innendurchmesser von  $d_i = 10,3$  cm bei Höhen von  $h = 10$  cm bzw.  $h = 20$  cm zur Anwendung.

Für die Durchmischung im Schalungskörper haben sich ‚Schneebeesen‘ - wie sie zum Entlüften von DWS benutzt werden - als unbrauchbar erwiesen. Beim Eintauchen des Schneebeesens wird die Mehrzahl der eingemischten Fasern zu Boden gedrückt. Zudem ist durch die Abmessungen des Schneebeesens im Vergleich zum Schalungskörper nur eine axiale Drehbewegung möglich. In der Folge gelang es nur noch mit erhöhtem Aufwand, bereits abgesunkene Fasern über die Höhe zu homogenisieren. Nachfolgende Abb. 5.19 gibt eine mit einem Schneebeesen realisierte Faserverteilung beispielhaft wieder.

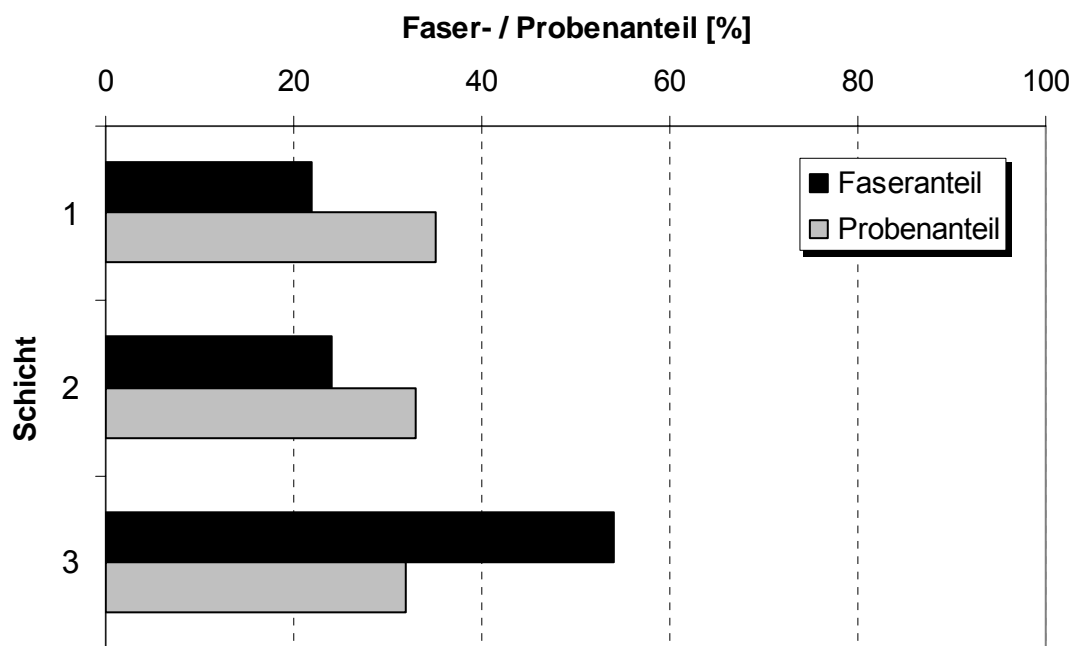


Abb. 5.19: Darstellung der Faserverteilung, Rührwerkzeug: Schneebeesen

Aufgrund der unbefriedigenden Mischergebnisse wurden weitere Anmischvarianten im Hinblick auf die Gewährleistung einer homogenen und reproduzierbaren Faserverteilung untersucht. Hierbei kristallisierte sich folgende Vorgehensweise als zielführend heraus:

- Anmischen der konventionellen DWS in einem großen separaten Rührgefäß
- Faserzugabe in kleinen Einzelmengen und Homogenisierung mit dem in Abb. 5.20 dargestellten Mischwerkzeug

- Umgießen in die eigentlichen Schalungskörper. Hierbei ist darauf zu achten, dass der Schalungskörper und das Rührgefäß in einem möglichst flachen Winkel zueinander stehen, um das Ausfließen der Fasern zu erleichtern.
- Nochmaliges Homogenisieren mit dem Mischdorn



Abb. 5.20: Rührwerkzeug: Mischdorn

#### 5.4.2.4 Einmischversuche – Auswahl der Fasern

Während der Einmischversuche erwiesen sich WIREMIX<sup>®</sup>-Fasern mit ihrem günstigen *Länge-zu-Probekörperdurchmesser-Verhältnis* als sehr gut handhabbar. Die gewellte Form begrenzte augenscheinlich die Sedimentationsneigung ohne zu Konglomeraten zu führen. Diese Ergebnisse konnten durch Fasergehaltsbestimmungen verifiziert werden.

Dramix<sup>®</sup>-Fasern und Twincone<sup>®</sup>-Fasern weisen eine Länge von 60 mm bzw. 54 mm auf und sind somit länger als die Hälfte des Probekörperdurchmessers. Im Zuge der Bestimmung der Faserverteilung wurde festgestellt, dass trotz erheblichen Aufwandes keine befriedigend homogene Faserverteilung realisiert werden konnte. Vielmehr kam es zu einer Ausrichtung der Fasern entlang der Schalkörperwandungen bzw. zu Faserkonglomeraten. Für diese Fasertypen wäre ggf. auf größere Probekörperabmessungen auszuweichen. Erschwerend kam hinzu, dass Dramix<sup>®</sup>-Fasern nicht einzeln, sondern miteinander verklebt gefertigt werden. Während der Einmischversuche, bei denen zunächst die DWS aufgeschlossen und anschließend die verklebten Faserpakete mit dem IKA Mischer untergerührt wurden, musste eine deutliche Ansammlung der Fasern im unteren Probenbereich festgestellt werden. Trotz einer auf  $\tau_f = 80 \text{ N/m}^2$  erhöhten Fließgrenze kam es zur Sedimentation der noch nicht getrennten Fasern. Zur Vereinzelung und Homogenisierung der Fasern musste das Gemisch nach dem Mischvorgang abermals von Hand homogenisiert werden.

Die Blechfaser FT 35 konnte ebenfalls nur mit einem hohen Aufwand zu einer homogenen Verteilung geführt werden. Hierbei wurden immer wieder Faserkonglomerate in der Probe und verstärkte Faseranreicherungen an den Probenrändern beobachtet.

Die gefräste Stahlfaser SF 01/32 wies von den getesteten losen Stahlfasern die größte Sedimentationsneigung auf. Hier konnte eine homogene Faserverteilung erst bei Fließgrenzen von  $\tau_f > 80 \text{ N/m}^2$  sichergestellt werden. Eine derartig hohe Fließgrenze stellt nach KAYSER [1995] die Grenze der Verarbeitbarkeit dar. Aufgrund eigener Erfahrungen kann die Grenze in Abhängigkeit des Bauverfahrens auf

$\tau_f < 100 \text{ N/m}^2$  erhöht werden. Diese Erhöhung bezieht sich auf ‚überschwere‘ Schlitzwandgreifer. Als Grenze der Verarbeitbarkeit wird im Folgenden eine Fließgrenze von  $\tau_f = 100 \text{ N/m}^2$  definiert.

Die Polypropylenfasern SYNMIX® und PP 25/02 verhielten sich im Test gleichermaßen Erfolg versprechend. SYNMIX®-Fasern kamen bei kleinen Probekörpern mit einer Länge von 27 mm zur Anwendung. Hier wurde aus Gründen der besseren Verfügbarkeit im Weiteren auf SYNMIX®-Fasern zurückgegriffen.

Die Kriterien für den Ausschluss bzw. die weitere Verwendung einzelner Fasertypen sind in Tab. 5.7 zusammengestellt. Bei Verwendung anderer Probekörpergeometrien kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich z.B. die hier ausgeschlossene Twincone®-Faser ebenfalls Erfolg versprechend verhält.

Tab. 5.7: Verwendung / Ausschluss von Fasertypen

Fasertyp	Material	Bemerkung	weitere Verwendung
WIREMIX®	Stahldraht	homogene Verteilung möglich	Ja
Dramix®	Stahldraht	Verklebung ist hinderlich	Nein
Twincone®	Stahldraht	Faserlänge zu groß für Probekörper	Nein
FT 35	Stahlblech	keine homogene Verteilung möglich	Nein
SF 01/32	Stahl, gefräst	homogene Verteilung erst bei $\tau_f > 80 \text{ Nmm}^2$	Nein
SYNMIX®	Polypropylen	homogene Verteilung möglich	Ja
PP 25/02	Polypropylen	homogene Verteilung möglich	Nein

Folgende Diskussion wird erweiternd geführt:

Im Betonbau zur Bewehrungssubstitution verwendete Stahlfasern weisen i. Allg. sehr große Festigkeiten verbunden mit einem hohen  $E$ -Modul auf. Die Stahldraht-Faser WIREMIX® bildet hier mit ihrer vergleichsweise geringen Festigkeit eine Ausnahme. Da die absolute Festigkeit jedoch wesentlich größer als bei der verwendeten DWM ist, galt es, eine ‚verbundfördernde‘ Geometrie zu wählen. Aus der Stahlfaserbetontechnologie ist bekannt, dass durch eine gewellte Formgebung ein sehr guter Verbund hervorgerufen werden kann. Mit der WIREMIX®-Faser wurde ein Erfolg versprechender Fasertyp gefunden, der sich zudem im Vergleich zu anderen Stahlfasern als relativ preiswert darstellt.

Die ausgewählte Polypropylen-Faser SYNMIX® ist durch eine vergleichsweise geringe Festigkeit und einen geringen  $E$ -Modul sowie eine große Bruchdehnung charakterisiert. Für Faserbetone scheidet das Material somit als statisch wirksames Bewehrungselement aus. Da DWM im Vergleich zum Beton über eine wesentlich geringere Festigkeit und größere Bruchstauchung verfügt, stellt Polypropylen hier einen Erfolg versprechenden Faserbaustoff dar. Zudem sind Polypropylenfasern im Vergleich zu anderen synthetischen organischen Fasertypen relativ preiswert.

## **5.5 Rheologische Kennwerte faserbewehrter Dichtwandsuspensionen**

### **5.5.1 Allgemeines**

Die rheologischen Kennwerte der DWS sind von baupraktischer Relevanz. Sie beschreiben die Eigenschaften der DWS in Hinblick auf die Verarbeitbarkeit, das Eindringverhalten, die Stabilität und die stützende Wirkung im Schlitz. Die rheologischen Kennwerte bilden somit die Grundlage für die Kontrolle der Baustoffeigenschaften zur Eignungs- und Ausführungsprüfung der DWS in der Qualitätssicherung.

An dieser Stelle ist anzumerken, dass ein Teil der Versuche zur Bestimmung der rheologischen Eigenschaften nicht genormt ist. Folglich ist auf die Reproduzierbarkeit nicht genormter Versuche ein besonderes Augenmerk zu richten (vgl. hierzu beispielsweise SCHOLZ/SCHULZ [2000]). Die Versuche werden im Folgenden beschrieben und die wirkenden Randbedingungen diskutiert.

### **5.5.2 Aufbereitung der Dichtwandsuspensionen und Probenherstellung**

Um aus der Aufbereitung resultierende Einflüsse zu minimieren, waren die notwendigen DWS-Chargen unter vergleichbaren Bedingungen herzustellen. Hierbei galt es, die existierenden Literaturvorgaben hinsichtlich der Anmischmodalitäten (GDA [1997] und DIN 4127) zu beachten.

Im Ergebnis kamen bei der Herstellung der DWS Mischbehälter mit einem Fassungsvermögen von ca. 38 l mit den Maßen  $h = 45$  cm,  $d_{\text{unten}} = 30$  cm,  $d_{\text{oben}} = 36$  cm zur Anwendung. Für den Aufschluss der DWS wurde ein Turboflügelrührer (IKA-Mischer) mit einem Durchmesser  $d = 20$  cm verwendet. Die Dispergierzeit betrug sowohl für den feststoffarmen als auch für den feststoffreichen Baustoff 10 Minuten.

Im Einzelnen wurde nach folgendem Schema gearbeitet:

1. Einrühren des Trockenfertigbaustoffes in das Wasser, 10 min dispergieren bei 1.200 U/min
2. ggf. Beimengung des Sandes, 5 min bei 500 U/min
3. ggf. Zugabe der Fasern (siehe Kap. 5.4.2.3)
4. Ermittlung der rheologischen Kennwerte der Frischsuspension
5. Herstellung der Probekörper, Lagerung im Wasserbad

### **5.5.3 Bestimmung der rheologischen Kennwerte**

Im Rahmen der Überprüfung von Frischsuspensionen wurden in Anlehnung an die GDA-Empfehlungen (E 3-2.3) die physikalischen Eigenschaften ermittelt (siehe Tab. 5.8).

*Tab. 5.8: Kennwerte, Methoden und Bedeutung der rheologischen DWS-Kennwerte*

Kennwert		Prüfmethode	Bedeutung
Dichte $\rho_f$	[t/m <sup>3</sup> ]	Spülungswaage	hydrostatischer Druck
Fließgrenze $\tau_f$	[N/m <sup>2</sup> ]	Pendelgerät, Kugelharfe	stützende Wirkung, Eindringverhalten
Marsh-Zeit $t_M$	[sec]	Marsh-Trichter	Verarbeitbarkeit, Eindringverhalten
Filtratwasser- abgabe $f$	[cm <sup>3</sup> ]	Filterpresse	Stabilität, Eindringverhalten
Absetzmaß $a$	[%]	1l Standzylinder	Stabilität, Entmischungsneigung

### **Bestimmung der Dichte $\rho_f$**

Anhand der Dichtebestimmung ist eine Überprüfung der Einhaltung der Rezeptur möglich. Verwendet wird i.Allg. eine nach der API genormte Spülungswaage. Hierbei wird durch die Wägung eines Topfes mit bekanntem Volumen ( $V = 130 \text{ cm}^3$ ) auf die Dichte geschlossen. Die Genauigkeit des Messsystems ist mit  $0,01 \text{ t/m}^3$  als gering, jedoch baustellentauglich einzuschätzen. Für faserbewehrte Proben wurden zudem 1-Liter Standzylinder zur Dichtebestimmung genutzt.

### **Bestimmung der Fließgrenze $\tau_f$**

Als Fließgrenze wird die Fähigkeit eines Stoffes bezeichnet, Schubspannungen bis zu einer maximalen Größe  $\tau_f$  aufnehmen zu können, ohne dass sich plastische Verformungen einstellen. Die Bestimmung der Kenngröße erfolgt im Dichtwandbau mit einer Kugelharfe oder einem Pendelgerät.

Die nach der API genormte Kugelharfe besteht aus 10 Kunststoff- bzw. Stahlkugeln. Die Kugeln weisen Durchmesser von 3 - 15 mm auf. Bei gegebener Dichte lässt sich jeder Kugel eine spezifische Fließgrenze zuordnen, bei der sie in der DWS gerade in Schwebelage bleibt. Die Fließgrenzenbestimmung mit der Kugelharfe stellt für konventionelle DWS ein verlässliches Verfahren dar. Die Bestimmung der Fließgrenze einer faserbewehrten DWS liefert jedoch keine reproduzierbaren Ergebnisse. Hier sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- Die Kugeln tauchen in das zu prüfende Medium ein, ohne von Fasern behindert zu werden. In diesem Fall wird die Fließgrenze der konventionellen DWS bestimmt.
- Die Kugeln treffen während des Eintauchens auf in Schwebelage befindliche Fasern. Je nach Grad der Behinderung werden unterschiedliche Fließgrenzen abgeleitet.

Eine Bestimmung reproduzierbarer Ergebnisse ist aufgrund der geringen Kugeldurchmesser nicht gegeben. Im Folgenden wurde daher der Einsatz des Pendelgerätes geprüft. Hier kommen größere Stahlkugeln mit Durchmessern von 20 - 35 mm zum Einsatz. Dementsprechend wird eine ‚globalere‘ Aussagemöglichkeit erwartet.



Bei dem Pendelversuch nach DIN 4127 wird eine an einem Pendel befestigte Kugel in einen horizontal verschieblichen, mit DWS gefüllten Behälter eingehängt. Der Behälter wird mit einer Geschwindigkeit von  $v = 3 \text{ cm/sec}$  so verschoben, dass am Ende der vorgesehenen thixotropen Verfestigungszeit der Endausschlag erreicht ist. Hierbei ist ein Weg von mindestens 150 mm zurückzulegen. Nach Ablauf einer weiteren Minute wird der Zahlenwert der Auslenkung des Pendels abgelesen. Die in diesem Zustand an der Kugeloberfläche angreifenden Scherkräfte werden als Fließgrenze  $\tau_f$  bezeichnet.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden eingangs Referenzversuche an der konventionellen DWS durchgeführt. Die eigentliche Versuchsmatrix sah Fasergehalte zwischen 0,125 und 1,0 Vol.-% vor (siehe Abb. 5.21 und Abb. 5.22). Je Fasergehalt wurden mindestens fünf Teilversuche ausgeführt. Die Proben wurden vor jedem Teilversuch neuerlich homogenisiert.

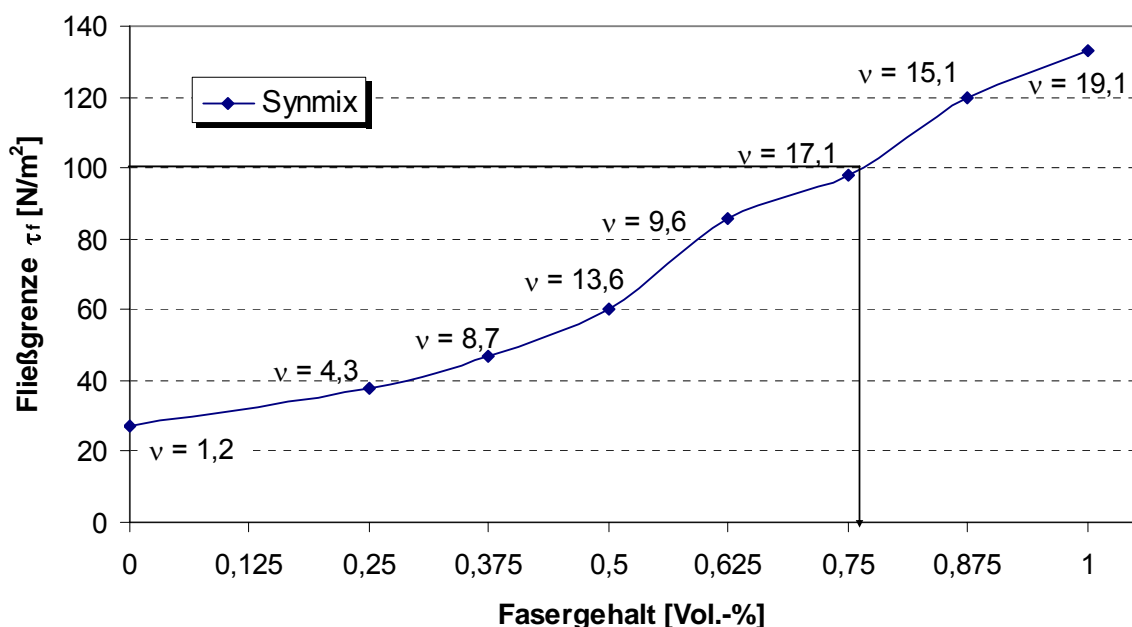


Abb. 5.21: Abhängigkeit der Fließgrenze vom Fasergehalt, Fasertyp SYNMIX®

Anhand der Diagramme ist sowohl für die kunststoff- als auch für die stahlfaserbewehrte DWS eine signifikante Erhöhung der Fließgrenze mit ansteigendem Fasergehalt erkennbar. Bei einer detaillierten Wertung ist jedoch dem nachfolgend beschriebenen systematischen Fehler Rechnung zu tragen:

Die Bestimmung der Fließgrenze beruht auf der Auswertung der Gleichgewichtsbeurteilung an der ausgelenkten Kugel. Hierbei wird ein quasi ‚körperloser‘ Faden mit vernachlässigbarem Schubwiderstand unterstellt. Diese Vereinbarung ist für konventionelle DWS annähernd zutreffend. Bei der Prüfung faserbewehrter DWS wird der Faden durch Fasern gequert (siehe Abb. 5.23). Diese rufen im Gegensatz zur konventionellen DWS einen nicht zu vernachlässigenden Schubwiderstand hervor. Während bei konventionellen DWS eine gleichmäßige Verschiebung des Pendels zu be-

obachtet ist, sind bei faserbewehrten DWS teilweise ruckhafte Bewegungen zu konstatieren.

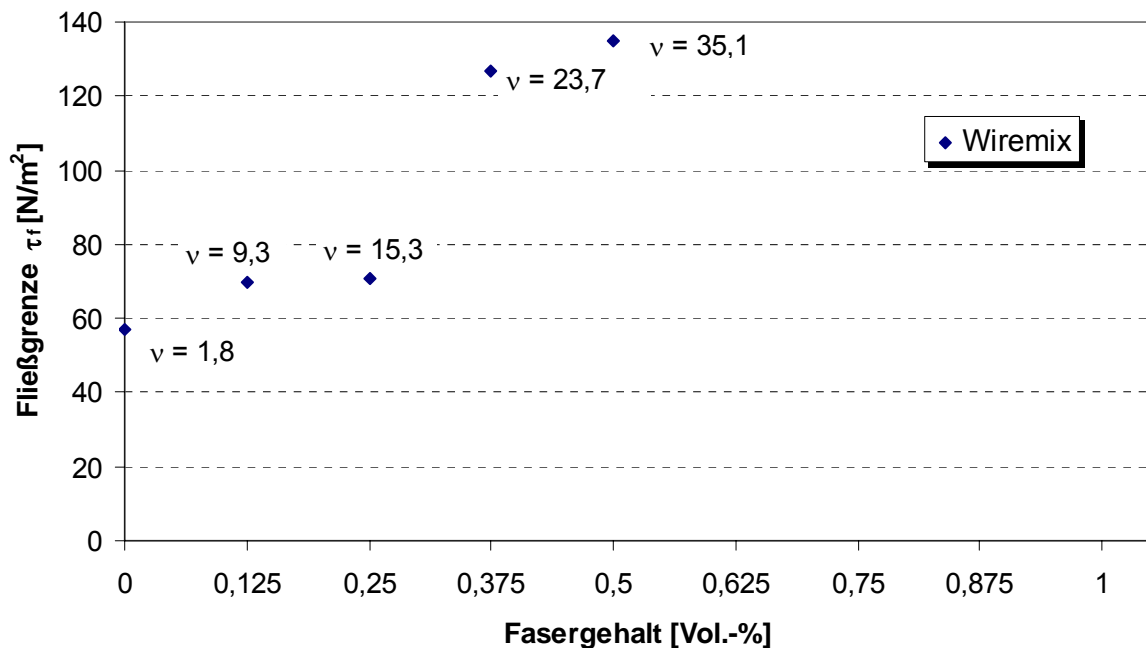


Abb. 5.22: Abhängigkeit der Fließgrenze vom Fasergehalt, Fasertyp WIREMIX®

Bei Vernachlässigung der aufgezeigten Einschränkungen und Zugrundelegung der definierten Fließgrenze von  $\tau_f = 100 \text{ N/m}^2$  ließe sich für die Kunststofffaser SYN MIX® der maximal einmischbare Fasergehalt zu 0,75 Vol.-% bestimmen.

Für die Stahldrahtfaser WIREMIX® konnte die zugrunde gelegte Versuchsmatrix nicht vollständig ausgeführt werden. Die benötigte Anfangsfließgrenze von  $\tau_{f, \min.} = 57 \text{ N/m}^2$  liegt bereits so hoch, dass die Durchführung des Pendelversuchs mit eingemischten Fasern rasch an die Grenze des Messbereichs stößt. Die realisierten Messungen zeigen zudem sehr hohe Variationskoeffizienten. Eine Ableitung des maximal einmischbare Fasergehalts wird nicht vorgenommen.

Während die Bestimmung der Fließgrenze des Verbundbaustoffes somit bei der Verwendung der Polypropylenfaser SYN MIX® noch zu bedingt reproduzierbaren Ergebnissen führt, ist die Anwendbarkeit des Verfahrens für die Stahlfaser WIREMIX® in Frage zu stellen.

Die Ursache für die Differenzierung wird in den unterschiedlichen Steifigkeiten und Geometrien der Fasern gesehen. Die SYN MIX®-Faser setzt der Verschiebung im Bereich des Fadens einen geringeren Widerstand durch Verkrümmung und geringe Abmessungen entgegen. Die WIREMIX®-Faser weist dagegen eine vielfach höhere Steifigkeit und eine größere Breite auf. Der Widerstand im Bereich des Fadens ist somit als vielfach höher anzusehen. Eine Quantifizierung der Einzeleffekte erscheint aufgrund der zufälligen Lage der Fasern im Raum als nicht zielführend.

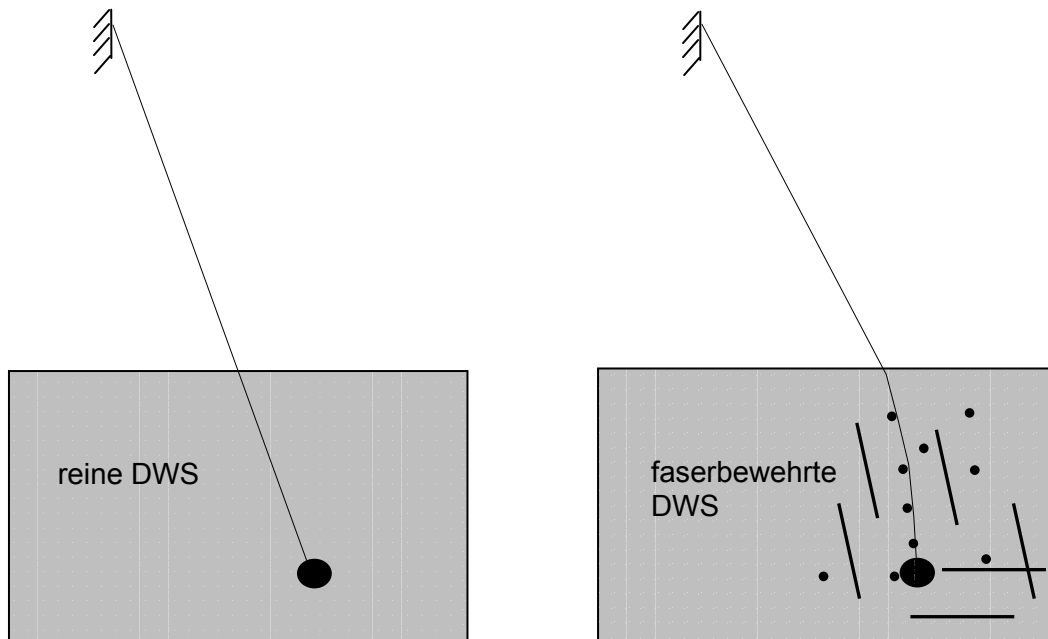


Abb. 5.23: Schematisierte Bestimmung der Fließgrenze im Pendelgerät

### Bestimmung der Marsh-Zeit $t_M$

Zur Charakterisierung des Fließverhaltens wird die Zeit bestimmt, die 1.000 ml einer DWS benötigen, um aus einem geometrisch definierten Trichter abzufließen. Der nach API genormte Marsh-Trichter fasst ein Volumen von 1,5 l. Die ermittelten Marsh-Zeiten  $t_M$  sind primär von der Dichte  $\rho_f$ , der Fließgrenze  $\tau_f$  und der Viskosität  $\eta$  der DWS abhängig.

Die Marsh-Zeit faserhaltiger DWS kann nicht bestimmt werden. Zum einen können die Fasern durch die kleine Öffnung des Marsh-Trichters teilweise nicht abfließen. Zum anderen verengen oder verstopfen Fasern die Öffnung. In der Folge kann der Einfluss der Fasern auf die Verarbeitbarkeit der DWS anhand des Marsh-Trichter-Versuchs nicht beurteilt werden. Die Versuchsanordnung kann jedoch nach der Separierung der Fasern (siehe hierzu auch Kap. 5.4.2.2) zur Charakterisierung der konventionellen DWS genutzt werden.

### Bestimmung der Filtratwasserabgabe $f$

Mit dem Filterabpressversuch wird die Filtration an einer Grenzschicht simuliert, deren Poren kleiner als die Partikelgröße der DWS sind. Die Versuchsergebnisse stellen eine Grundlage zur Beurteilung der Suspensionsstabilität dar und liefern Hinweise auf die Filtrat- bzw. Filterkuchenentwicklung.

Zur Durchführung des Versuches wird die zu prüfende DWS in einen zylindrischen Filterpressentopf gefüllt. Der Suspensionsspiegel wird mit einem trockenen Filterpapier vorgegebener Porosität abgedeckt. Der Topf ist anschließend mit einem Deckel zu verschließen und in die Versuchsanordnung einzubauen. Innerhalb von 30 Sekunden wird ein Überdruck von 7 bar (+/- 0,35 bar) aufgebracht und während eines Zeit-

raumes von weiteren 7 Minuten konstant gehalten. Das in der Gesamtzeit von 7,5 Minuten ausgepresste Wasser wird als Filtratwasserabgabe  $f$  bezeichnet.

Nach DIN 4127 gelten Suspensionen mit einer Filtratwasserabgabe von weniger als 15 ml als ausreichend stabil. Bei diesen Materialien kann auf weiterführende Nachweise hinsichtlich der Stabilität verzichtet werden. Der Umkehrschluss ist jedoch nicht zu ziehen. So stellen Filtratwasserabgaben von  $f = 30 - 100$  ml bei dem gegenwärtigen Stand der Technik ein übliches Maß dar.

Zur Überprüfung des Einflusses von Fasern auf die Filtratwasserabgabe wurden Versuche mit unterschiedlichen Fasergehalten durchgeführt. Die aus mindestens fünf Teilversuchen gemittelten Versuchsergebnisse sind in Abb. 5.24 zusammengestellt.

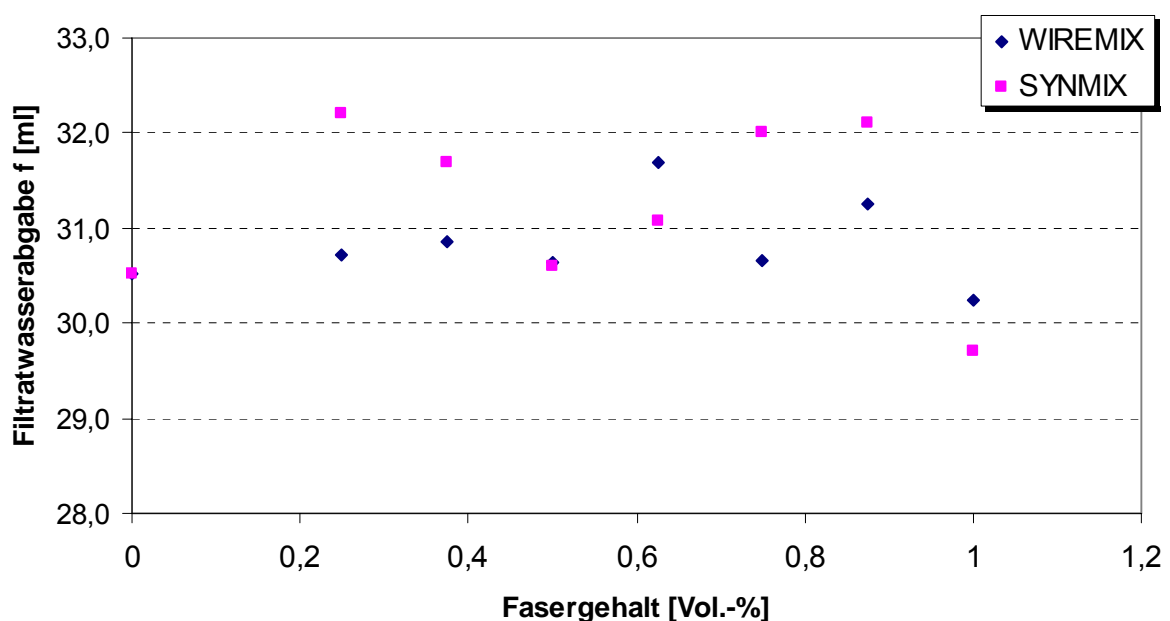


Abb. 5.24: Abhängigkeit der Filtratwasserabgabe vom Fasergehalt, Fasertypen WIREMIX<sup>®</sup> und SYNMIX<sup>®</sup>

Anhand der Darstellung wird deutlich, dass Faserbeimengungen keine signifikanten Veränderungen der Filtratwasserabgabe hervorrufen. Diese Feststellung wird durch die jeweils ermittelten Variationskoeffizienten der Versuchsreihen über den Fasergehalt verifiziert. Diese betragen für WIREMIX<sup>®</sup>  $v = 2,4 \%$  und SYNMIX<sup>®</sup>  $v = 3,0 \%$ . Für die konventionelle DWS stellte sich in dieser Charge ein Variationskoeffizient von  $v = 1,8 \%$  ein.

Eine Beeinträchtigung der Filterkuchenausbildung durch die Beimengung von Fasern konnte visuell nicht festgestellt werden. Vielmehr richten sich die Fasern senkrecht zur Druckbeaufschlagungsrichtung aus (siehe Abb. 5.25). Auf die Verhältnisse in situ übertragen, wäre dies gleichbedeutend mit einer parallelen Ausrichtung zu den Schlitzwandungen.

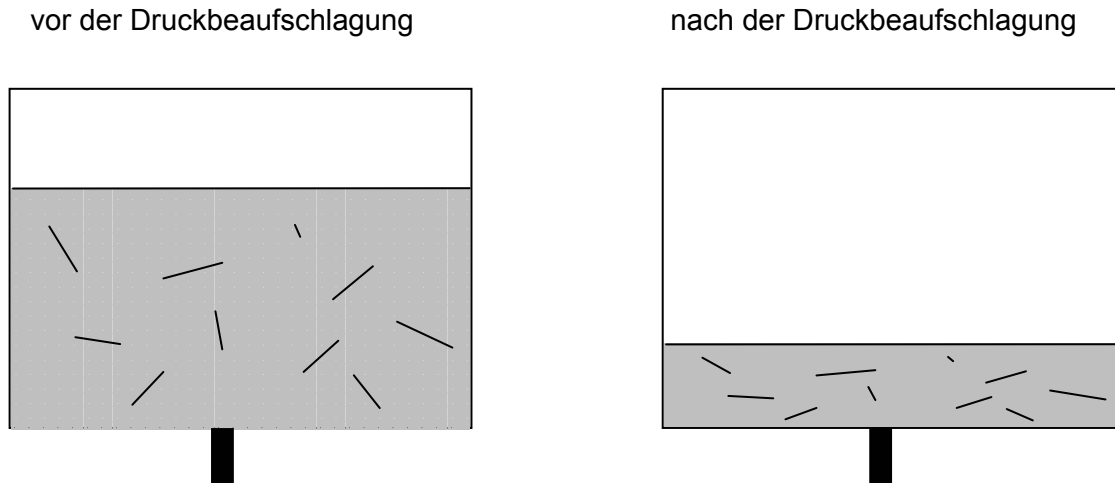


Abb. 5.25: Faserausrichtung vor und nach der Druckbeaufschlagung im Filtertopf

### Bestimmung des Absetzmaßes $t_{24}$

Die Bestimmung des Absetzmaßes dient ebenso wie der Filterabpressversuch zur Charakterisierung der Stabilität einer DWS. Die Entmischungsneigung in die Phasen Feststoff und Wasser wird unter Normal-Luftdruck über einen Zeitraum von 24 Stunden beobachtet. Im Rahmen der Untersuchungen wurden 1-Liter Standzylinder als Absetzgefäße genutzt.

Die aus mindestens fünf Teilversuchen gemittelten Versuchsergebnisse sind in Abb. 5.26 zusammengestellt.

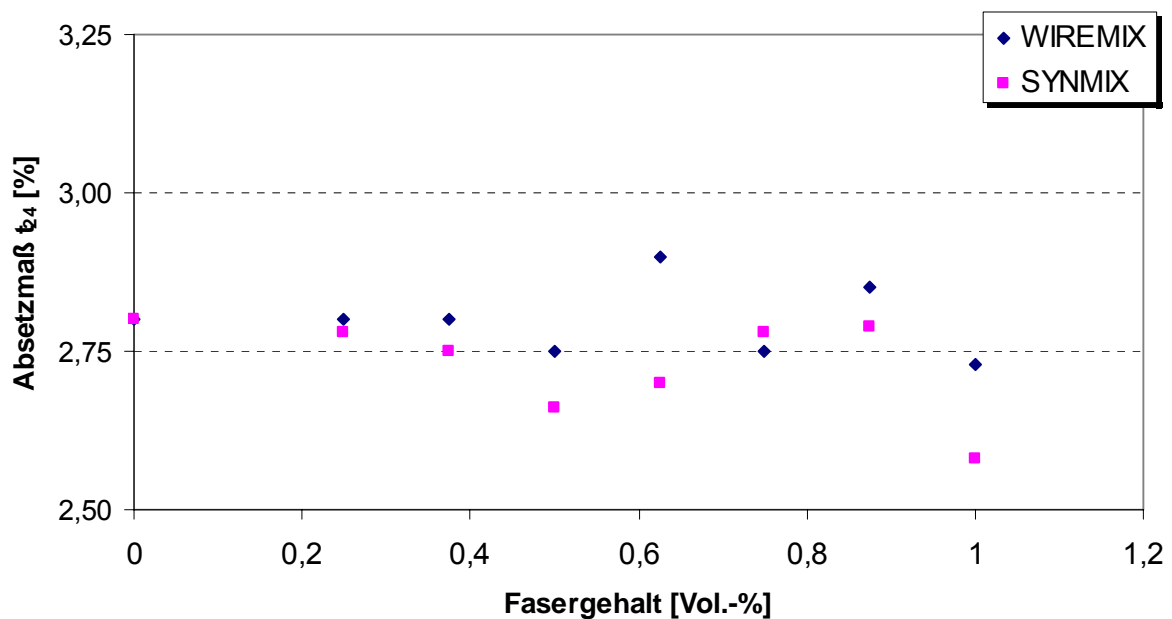


Abb. 5.26: Abhängigkeit des Absetzmaßes vom Fasergehalt, Fasertypen WIREMIX® und SYNMIX®

Anhand des Diagramms kann keine signifikante Veränderung der Absetzmaße konstatiert werden. Diese Feststellung wird durch die jeweils ermittelten Variationskoeffizienten der Versuchsreihen über den Fasergehalt verifiziert. Diese betragen für WIREMIX®  $v = 1,9 \%$  und SYN MIX®  $v = 2,7 \%$ . Für die konventionelle DWS stellte sich in dieser Charge ein Variationskoeffizient von  $v = 1,9 \%$  ein.

#### **5.5.4 Baupraktische Bedeutung der Suspensionseigenschaften**

Im Zuge der Bestimmung der rheologischen Eigenschaften des Verbundbaustoffes wurde ein erheblicher Einfluss der Faserbewehrung auf die Fließgrenze festgestellt. Hieraus lassen sich Rückschlüsse auf das Verhalten der DWS im Schlitz und auf das Bauverfahren ziehen. Gleichzeitig wurde erkannt, dass die derzeit angewendeten Versuche zur Charakterisierung konventioneller DWS für faserbewehrte DWS nur zum Teil einsetzbar sind. Hieraus ergeben sich Auswirkungen auf die Untersuchungen des Qualitätsmanagements.

##### ***Auswirkungen auf das Verhalten der DWS im Schlitz***

Anhand der Messungen mit dem Pendellot konnte - trotz der oben genannten Einschränkungen - eine signifikante Erhöhung der Fließgrenze bei ansteigendem Fasergehalt abgeleitet werden. Dementsprechend kann insbesondere bei grobkörnigen Böden ein Einfluss auf die Penetration und Filtration der DWS gefolgert werden. Im Folgenden wird eine diesbezügliche Hypothese aufgestellt. Diese gilt es durch weitergehende Untersuchungen im Rahmen von situ-Versuchen zu verifizieren.

Die Penetration beschreibt das Eindringen der DWS in die Porenkanäle des angeschnittenen Bodens. Sie wird durch die stützende Druckdifferenz zwischen dem suspensionsgefüllten Schlitz und dem Boden ausgelöst. Insofern die Porenkanäle des Bodens größer als die Feststoffpartikel sind, dringt die Suspension so weit in den Boden ein, bis sich ein Gleichgewicht zwischen den an den Kornoberflächen übertragenden Schubspannungen und der Druckdifferenz gebildet hat (siehe Abb. 5.27).

Bei der Tiefenfiltration dringen die Feststoffpartikel in den Boden ein. Größere Partikel werden jedoch an Porenengstellen zurückgehalten, so dass die Eindringtiefe geringer als bei der Penetration ist. Im weiteren Verlauf wird das Porensystem des Bodens immer weiter verschlossen, bis nur noch Wasser abgepresst wird. Die Druckdifferenz wird über Strömungskräfte auf die filtrierte Partikel der Suspension und danach über *Korn-zu-Korn-Druck* oder durch Haftkräfte im Innern des Filtrationsmediums auf das Korngerüst des Bodens übertragen.

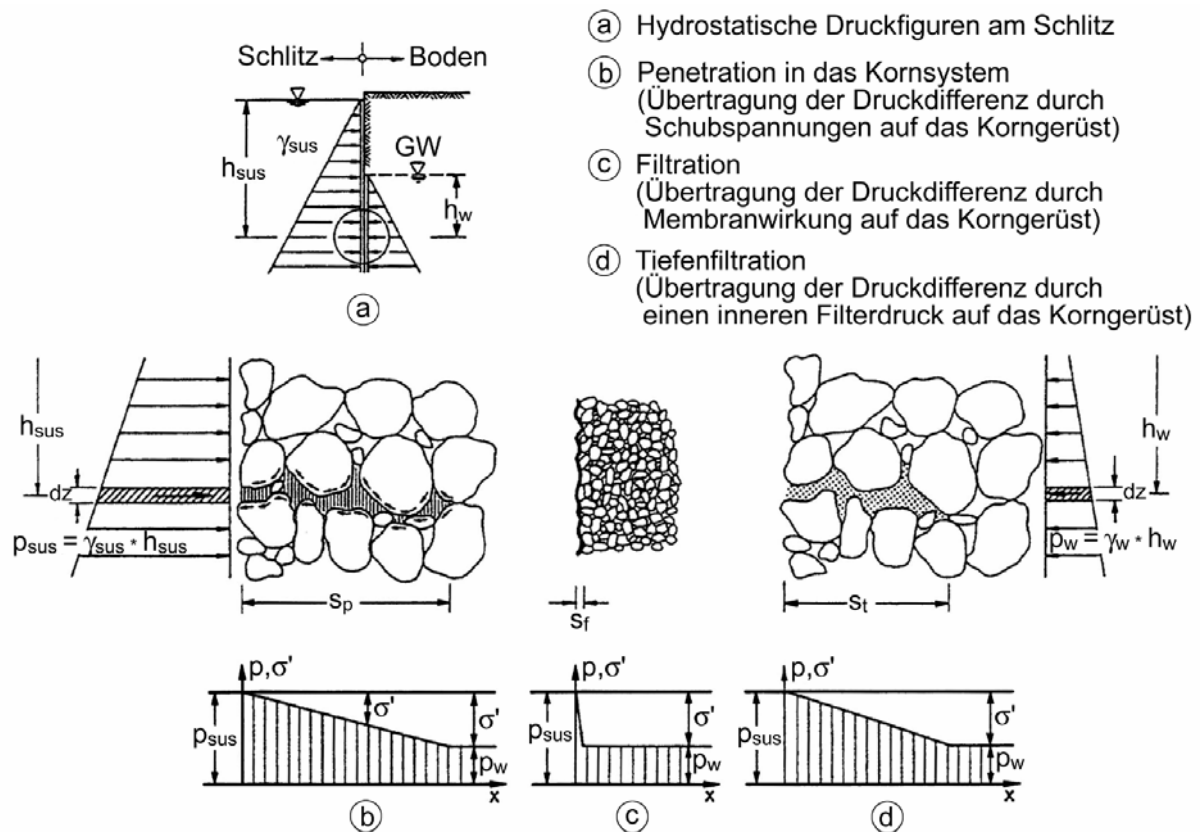


Abb. 5.27: Penetration und Filtration ohne Filterkuchenbildung (nach SCHLÖTZER [1994])

Zu Auswirkungen der Faserbewehrung lassen sich folgende Hypothesen ableiten:

Bei konventionellen DWS wird eine weiträumige Penetration bzw. Tiefenfiltration durch große Kornzwischenräume begünstigt. Hier kann durch Fasern eine ‚Brückenfunktion‘ übernommen werden (siehe Abb. 5.28).

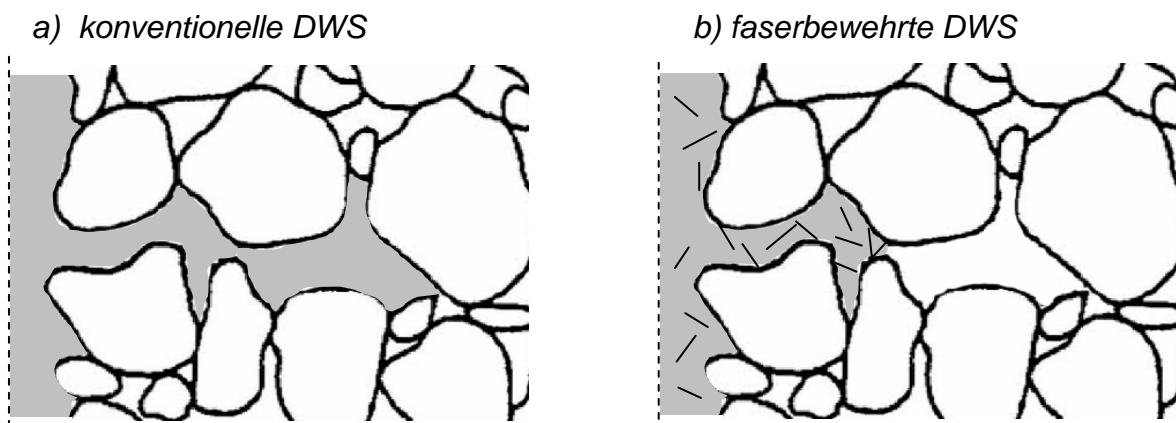


Abb. 5.28: These zur Beeinflussung des Eindringverhaltens durch eine Faserbewehrung

Während konventionelle DWS die Druckdifferenz lediglich an den Kornoberflächen durch Schubspannungen bzw. über Strömungskräfte auf die filtrierte Partikel abtragen können, stehen durch die Faserbewehrung zusätzliche Flächen zu Verfügung. Als Voraussetzung für den Lastabtrag müssen jedoch *Korn-zu-Faser-Kontakte* bestehen.

Aufgrund der gewählten Faserabmessungen kann bis in den grobkörnigen Bereich hinein gefolgert werden, dass *Korn-zu-Faser-Kontakte* aufgebaut werden können. Hierbei sollte sich die wandparallele Ausrichtung der Fasern (siehe Abb. 5.25) positiv auf ein vermindertes Eindringen der DWS in den Porenraum auswirken. In der Folge kann für faserbewehrte DWS von einem verminderten Baustoffverbrauch im Vergleich zu konventionellen DWS ausgegangen werden.

Für feinkörnige Böden ist von einem untergeordneten Einfluss der Faserbewehrung auszugehen. Hier stellen sich auch bei konventionellen DWS mit vergleichsweise geringen Fließgrenzen geringe Penetrations- und Filtrationstiefen ein. Diese Erwartung kann durch die Versuche zur Filtratwasserabgabe untermauert werden. Bei diesen Versuchen wird eine feinkörnige Grenzschicht simuliert. Im Ergebnis erbrachten die Versuche keinen erkennbaren Einfluss einer Faserbewehrung.

### ***Auswirkungen auf den Bauablauf***

Bei den Folgen für die Baupraxis sind zwei Fälle zu differenzieren. Zum einen könnten die Fasern der DWS vor dem Zulauf zum Schlitz zugemischt werden. Die Erhöhung der Fließgrenze der DWS durch den Zusatz von Fasern lässt hier auf einen negativen Einfluss auf die Verarbeitbarkeit schließen. Diese Problematik ist aus der Stahlfasertechnologie bekannt. Die zu stellende Frage nach einem baupraktisch relevanten Grenzwert kann anhand der Labordaten nicht beantwortet werden. Hierfür wären erweiternde Baustellenmischversuche durchzuführen. Aussagen von PREIß /AMANN [2004] zufolge wurden für den in Kapitel 4.5.3 beschriebenen Zweiphasenbaustoff und Kunststofffasern gute Mischergebnisse mit einer Baustellenmischanlage des Fabrikats HÄNY erzielt (siehe Abb. 5.29). Der verwendete Kolloidalmischer bietet gegenüber Propellermischern den Vorteil, dass keine mechanischen Scherkräfte durch eingeleitet werden. Dementsprechend entfällt die Zentrifugalkraft - die Fasern werden nicht in Richtung ‚Rand‘ beschleunigt und richten sich dort aus. Die Kolloidalmischtechnik beinhaltet vielmehr den Eintrag ‚hydraulischer‘ Scherkräfte zum Dispergieren der DWS. Die DWS wird bei diesem Mischprinzip über ein ‚Wirbelrad‘ turbulent aufgeschlossen und im Kreislauf gepumpt. Hierbei wird der gesamte Behälterinhalt 2 bis 5 Mal pro Minute umgewälzt. Dieser Vorgang trägt nach Aussagen von PREIß /AMANN [2004] zu einer fortwährenden Homogenisierung der Fasern bei.





*Abb. 5.29: HÄNY HCM Turbomischer (www.Häny.com [2004])*

Zum anderen könnten die Fasern nach Fertigstellung des Schlitzes in einem zweiten Arbeitsgang in die konventionelle DWS eingebracht werden. Dieser zweite Arbeitsgang kann unter Verwendung eines ‚Mischrahmens‘ realisiert werden. Mischrahmen wurden ursprünglich entwickelt, um den Feststoff- bzw. Bindemittelanteil nach der Fertigstellung der Schlitzte zu erhöhen (siehe KAYSER [1995]). Dieses Verfahren bietet den Vorteil, dass die Frischsuspensionseigenschaften unbeeinträchtigt bleiben und somit der eigentliche Schlitzwandaushub nicht negativ beeinflusst wird. Der Lösungsansatz ist durch einen zusätzlichen Arbeitsgang mit einem größeren Aufwand an Gerätetechnik und somit auch höherem wirtschaftlichen Aufwand verbunden.

### ***Auswirkungen auf das Qualitätsmanagement***

Aufgrund der eingeschränkten Nutzbarkeit eingeführter Versuchstechniken ergibt sich für künftige Untersuchungen ein weitergehender Forschungsbedarf zur Charakterisierung von Faserverbandsuspensionen. Derzeitig erscheint es für die Qualitätssicherung auf der Baustelle zweckmäßig, Grenzwerte für die konventionellen DWS festzulegen. Dementsprechend sind die rheologischen Eigenschaften entweder vor dem Einmischen der Fasern (Mischerproben) oder nach der Separierung der Fasern (Schlitzproben) zu überprüfen.

Die Überprüfung von Proben aus dem Zulauf zum Schlitz bzw. aus den fertig gestellten Schlitzten sollte nach der Separierung der Fasern erfolgen. In diesem Zusammenhang hat sich die Siebung im Marsh-Trichter als geeignet erwiesen. Da im Marsh-Trichter-Versuch ein normiertes Volumen DWS geprüft wird, kann anhand der separierten Fasermenge zudem eine baubegleitende Überprüfung der Fasergehalte vorgenommen werden. Die separierte DWS kann in der Folge für die Bestimmung der rheologischen Kennwerte genutzt werden.

## 5.6 Bestimmung der Scherfestigkeit im jungen Probenalter

### 5.6.1 Allgemeines

Die Bestimmung der Scherfestigkeit  $\tau$  bietet sich an, wenn sich die DWM aufgrund der einsetzenden Hydratation des Bindemittels in einem halbfesten bis festen Zustand befindet. Die Prüfung stellt demnach das Bindeglied zwischen der Ermittlung der Fließgrenze  $\tau_F$  und der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  dar.

Die Kenntnis der Scherfestigkeit dient u. a. der Festlegung des frühestmöglichen Zeitpunktes für den Anschnitt der Primärlamelle, bei dem ein ‚Abrutschen‘ der Primärlamelle in die offene Sekundärlamelle verhindert wird. Dieser Zustand wird als ‚stichfest‘ bezeichnet. Je nach Baustoff werden hierfür Werte von  $\tau = 3 - 10 \text{ kN/m}^2$  als ausreichend angesehen.

### 5.6.2 Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung

Für die versuchstechnische Bestimmung der Scherfestigkeit von DWM mit Hilfe der Laborflügelsonde (siehe Abb. 5.30) existieren derzeit keine einheitlichen Regelungen.



Abb. 5.30: Laborflügelsonde inklusive Verlängerungsstäbe

SCHRÖDER/SCHULZ [1999] geben in diesem Zusammenhang folgende Empfehlungen:

- Verwendung von vierflügeligen Sonden mit einem Verhältnis  $h/d = 2/1$  (Flügel mit  $h/d = 25 \text{ mm}/12,5 \text{ mm}$  ergaben die besten Korrelationen zu einaxialen Druckversuchen).
- Einbringung der Flügel erst zu Versuchsbeginn.
- Die Sondierabstände zwischen einzelnen Sondierstellen bzw. zum Behälterrand sollten mindestens dem zweifachen Flügeldurchmesser entsprechen. Zusätzlich ist nach jedem Versuch zu überprüfen, ob sich der Bruchzylinder ausbilden konnte und nicht durch vorherige Sondierungen oder den Behälterrand beeinflusst wurde.

- Im Anschluss an jeden Versuch ist die Mantelreibung des Sondiergestänges zu messen und von der ermittelten Scherfestigkeit zu subtrahieren.
- Durchführung von mindestens drei Teilversuchen.

### 5.6.3 Versuchsergebnisse – Auswertung und Interpretation

Die nachfolgende Abb. 5.31 stellt die Korrelation zwischen der Scherfestigkeit  $\tau$  und dem Probenalter für die Baustoffkombination M I - WIREMIX<sup>®</sup> dar.

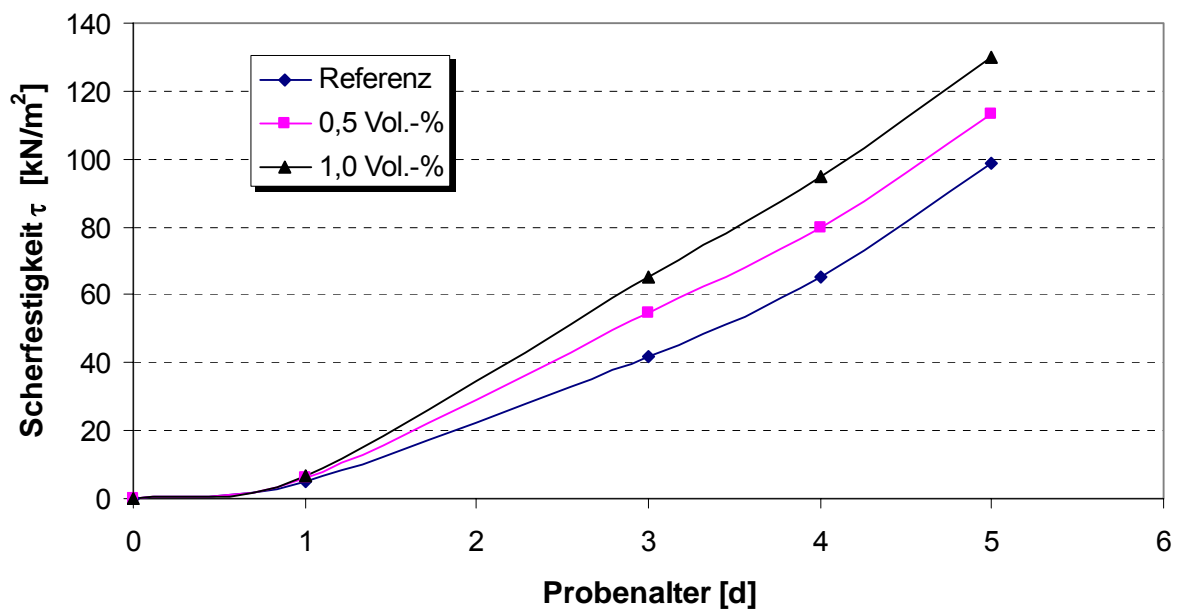


Abb. 5.31: Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Probenalter und vom Fasergehalt (Baustoffkombination M I und WIREMIX<sup>®</sup>)

Die Versuche konnten bis in ein Probenalter von 5 Tagen ausgeführt werden. Im Anschluss wurde der maximal mögliche Messbereich überschritten. Anhand der Abbildung wird neben der Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Probenalter auch der Einfluss des Fasergehaltes auf die Scherfestigkeit deutlich. Während die faserbedingte Beeinflussung im Probenalter von einem Tag noch vergleichsweise gering ausfällt, ist im Alter von 3 - 5 Tagen ein deutlicher Scherfestigkeitszuwachs zu erkennen. Hierbei weisen die mit 1,0 Vol.-% bewehrten Proben während der ersten 3 Versuchstage höhere Zuwächse als die mit 0,5 Vol.-% bewehrten Proben auf. Ab einem Alter von 3 Tagen ist ein quasi-konstanter Erhöhungsbetrag zu verzeichnen.

Für die Baustoffkombination M I - SYNMIX<sup>®</sup> wurde keine Bestimmung des Einflusses der Faserbewehrung auf die Scherfestigkeit vorgenommen, da sich im Zuge der weiteren Bearbeitungen gezeigt hat, dass dieser Verbundbaustoff als nicht Erfolg versprechend einzustufen ist. Die stattdessen an der Baustoffkombination M II - SYNMIX<sup>®</sup> durchgeführten Untersuchungen ließen im Vergleich zu M I - WIREMIX<sup>®</sup> eine wesentlich geringere faserbedingte Beeinflussung der Scherfestigkeit erkennen. Die Ursache hierfür ist in der geringeren Steifigkeit der SYNMIX<sup>®</sup>-Faser zu sehen (vgl. hierzu auch Kap. 5.5.3).

#### **5.6.4 Baupraktische Bedeutung**

Um ein ‚Abrutschen‘ der Primärlamelle in die offene Sekundärlamelle während des Dichtwandaushubs zu verhindern, wird in praxi eine Scherfestigkeit der Primärlamelle von  $\tau = 3 - 10 \text{ kN/m}^2$  gefordert. Diese Werte werden von den untersuchten Baustoffen bei Laborbedingungen bereits im Alter von 1 - 2 Tagen erreicht. In diesem Alter wurde keine Beeinflussung durch die Beimischung von Fasern festgestellt.

Die im Alter von 3 - 5 Tagen festgestellte faserbedingte Scherfestigkeitserhöhung deutet darauf hin, dass beim Abteufen von Sekundärlamellen, die Primärlamellen mit längeren Standzeiten anschneiden, mit einem höheren Aufwand zu rechnen ist. Bislang existieren für den spätest möglichen Anschnitt keine Festigkeitsvorgaben. In der Regel wird vielmehr ein maximales Alter der DWM vorgegeben, um die chemische Anbindung der Neu- an die Altlamelle zu gewährleisten.

### **5.7 Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit**

#### **5.7.1 Allgemeines**

Der einaxiale Druckversuch stellt eine klassische Untersuchungsmethode der Bodenmechanik zur Bestimmung von Festigkeitsparametern kohäsiver Böden bei unbehinderter Seitendehnung dar. Aufgrund der relativ einfachen Durchführung hat sich der Versuch als ‚Indexversuch‘ durchsetzen können. Er beschreibt zwar i.d.R. keinen baupraktisch relevanten Spannungszustand, liefert jedoch Anhaltswerte für die Festigkeit und das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Materials. Dabei steht die Druckfestigkeit  $q_u$  als Maß für die Tragfähigkeit und die Bruchstauchung  $\varepsilon_u$  als Maß für die bruchlose Verformung. Diese Kennwerte werden neben qualitativen Stoffkennzeichnungen als maßgebende Kenngrößen für die Ausschreibung von DWM verwendet. Soweit es möglich und sinnvoll erscheint, werden die Versuchsergebnisse anderer Laborversuche (z.B. Scher-, Ödometer-, Zugversuche) auf die einaxiale Druckfestigkeit bezogen. Im Umkehrschluss können für abweichende Rezepturen eben diese erweiterten Festigkeitsparameter abgeleitet werden.

Im Rahmen der Untersuchungen wurde auf einaxiale Druckversuche zurückgegriffen, da sowohl vor als auch nach dem Eintreten des Bruchzustandes Aussagen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten abgeleitet werden können. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass das Probenversagen im einaxialen Druckversuch letztendlich durch eine Überschreitung der Querkzugspannungen hervorgerufen wird, die maximal aufnehmbare Druckspannung also von der Zugfestigkeit des Feststoffgerüsts beeinflusst wird. Dementsprechend sollte der Einfluss einer Faserbewehrung im Nachbruchbereich qualitativ und quantitativ bewertbar sein.

#### **5.7.2 Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung**

Die einaxiale Druckfestigkeit wurde in Anlehnung an DIN 18136 und entsprechend den Empfehlungen des ‚AK Geotechnik der Deponien und Altlasten‘ der DGGT (GDA EMPFEHLUNGEN [1997]) bestimmt. Die GDA EMPFEHLUNGEN [1997] gehen von gleichen Probekörperabmessungen zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften und zur Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes aus. Die DWS soll in

Rohrstutzen mit einem Innendurchmesser von  $\varnothing = 10$  cm mindestens 12 cm hoch eingefüllt werden. Vor Versuchsbeginn sind die Proben zur Eliminierung sedimentationsbedingter Imperfektionen auf eine Höhe von  $h = 10$  cm abzulängen. Somit wird ein Verhältnis von  $h/d = 1,0$  [-] eingestellt. Eine ggf. erforderliche Umrechnung der Druckfestigkeit für andere Probenschlankheiten kann beispielsweise MESECK [1987] entnommen werden.

Die Vorschubgeschwindigkeit während des Versuchs wurde zu 0,2 % der Ausgangshöhe der Probe je Minute festgelegt. Dieser Wert entspricht der Regelung der DIN 18136 für verkittete Böden. Die Messwerte wurden nach einer jeweiligen Probenstauchung von 1/50 mm erfasst.

Die Versuchsauswertung wurde unter der Annahme von Volumenkonstanz während des Versuchsablaufes vorgenommen. Die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  ist hierbei als die maximal im Versuch erreichte Spannung definiert. Sie wird berechnet, indem die gemessene Kraft  $P$  durch die um die Stauchung der Probe  $\Delta l$  vergrößerte Probenfläche  $A$  dividiert wird (siehe Gl. 5.1).

$$q_u = \frac{P}{\left( A / \left( 1 - \frac{\Delta l}{l} \right) \right)} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

Für die Auswertung des Verformungsmoduls  $E_V$  und der Bruchstauchung  $\varepsilon_{br}$  hat sich der Algorithmus nach Kayser [1995] als geeignet erwiesen (siehe Abb. 5.32). Den Verformungsmodul bestimmt KAYSER im Bereich zwischen  $\sigma = 0,3 \times \sigma_{br}$  und  $\sigma = 0,7 \times \sigma_{br}$ . Die Bruchstauchung ist als die Stauchung zwischen dem Schnittpunkt der resultierenden Gerade mit der Abszisse und der Stauchung bei Erreichen der maximalen Spannung  $\sigma_{br}$  definiert.

Der Nachbruchbereich wird bislang nicht charakterisiert. KAYSER empfiehlt jedoch, die Versuchsdurchführung nach dem Erreichen von  $\sigma = 0,7 \times \sigma_{br}$  auf dem abfallenden Ast abubrechen. Dieses Abbruchkriterium wurde im Zuge der vorliegenden Arbeit übernommen. Um den hauptsächlich im Nachbruchbereich wirkenden Einfluss der Faserbewehrung zu erfassen, wird die plastische Stauchung  $\varepsilon_{plast.}$  neu eingeführt (siehe Abb. 5.32). Diese kennzeichnet den Bereich zwischen der Stauchung bei Erreichen der maximalen Spannung  $\sigma_{br}$  und dem zugrunde gelegten Abbruchkriterium  $\sigma = 0,7 \times \sigma_{br}$ . Zudem wird die Fläche unterhalb der Last-Verformungs-Kurve (*nicht Spannungs-Dehnungslinie!*) zur Charakterisierung des Arbeitsvermögens  $D$  verwendet.

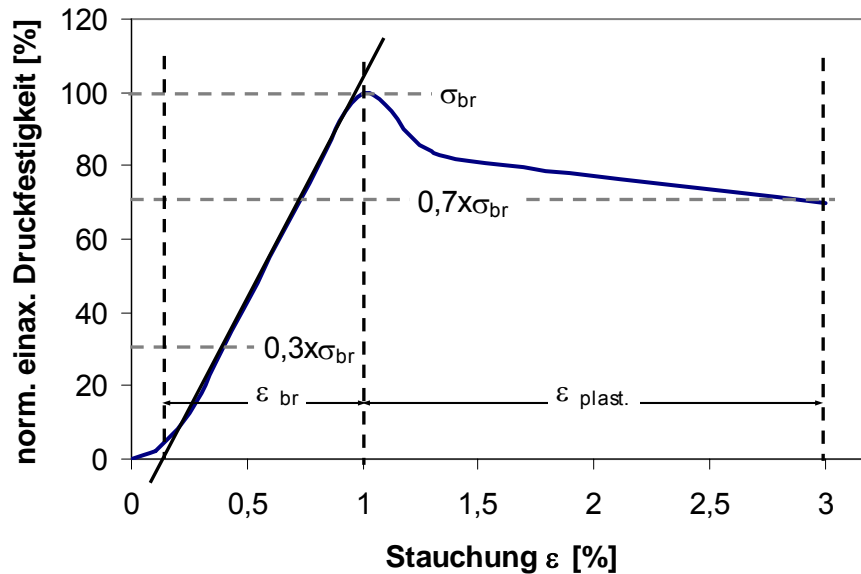


Abb. 5.32: Erweiterter Auswertalgorithmus für einaxialer Druckversuche

Die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  unterliegt relativ großen Streuungen. HEITFELD [1989] konnte in diesem Zusammenhang aufzeigen, dass z.B. bei einer Probengsamtheit  $n = 5$  empirische Variationskoeffizienten in einer Größenordnung von  $v \cong 10 \%$  auftreten können. Statistisch vollständig abgesicherte Aussagen sind nach HEITFELD [1989] erst ab einer Probengsamtheit von  $n = 75$  möglich. Zu einer vergleichbaren Wertung kommt KAYSER [1995]. Derartige Probenmengen sind für die durchzuführenden Untersuchungen aufgrund der zahlreichen Variationen nicht realisierbar. Im Zuge der Arbeit wurde eine Mindestanzahl von 10 Teilversuchen je Variationsmöglichkeit zugrunde gelegt. Dabei wurde für die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  ein empirischer Variationskoeffizient von  $v < 10 \%$  als ‚Qualitätskriterium‘ definiert. Falls dieses Kriterium nicht nachgewiesen werden konnte, wurden ergänzende Untersuchungen angestellt.

### 5.7.3 Versuchsergebnisse – Auswertung und Interpretation

#### 5.7.3.1 Charakterisierung der Matrixbaustoffe

DWM sind hinsichtlich ihres Spannungs-Verformungs-Verhaltens einer zeitabhängigen Entwicklung unterworfen. Diese basiert auf den Hydratationsvorgängen des Bindemittels. Verschiedene Untersuchungen belegen, dass der Abbindevorgang über einen Zeitraum von mehreren Monaten andauert.

Nachfolgende Abb. 5.33 stellt die Korrelation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und dem Probenalter für die untersuchten Dichtwand-Fertigbaustoffe dar. Die schnellere Festigkeitsentwicklung sowie die höheren Festigkeitswerte werden für den feststoffreichen Baustoff M II deutlich. Anzumerken ist, dass die angegebenen Werte im Probenalter von 42 Tagen noch nicht den Endfestigkeiten der Baustoffe entspre-

chen. Der noch zu erwartende Festigkeitszuwachs ist jedoch als gering einzustufen. Die im Weiteren erläuterten Untersuchungen zum Einfluss der Faserbewehrung basieren ausschließlich auf Versuchen im Probenalter von 28 Tagen.

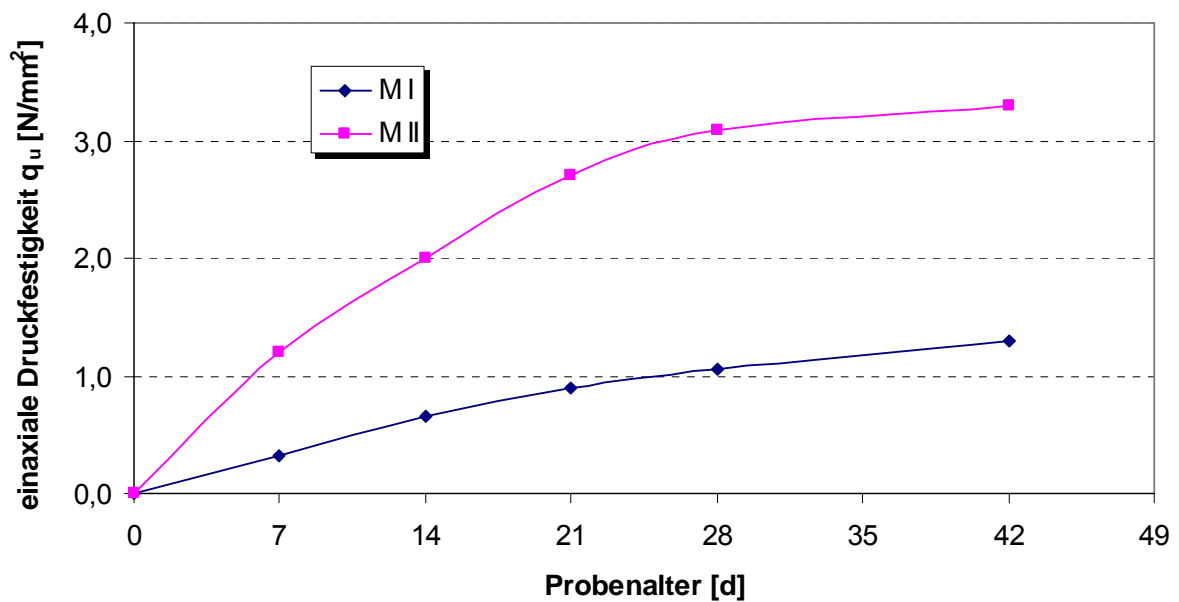


Abb. 5.33: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  vom Probenalter

Die Entwicklung der mittleren Verformungsmoduln  $E_V$  in Abhängigkeit vom Probenalter folgt den in Abb. 5.34 dargestellten Verläufen.

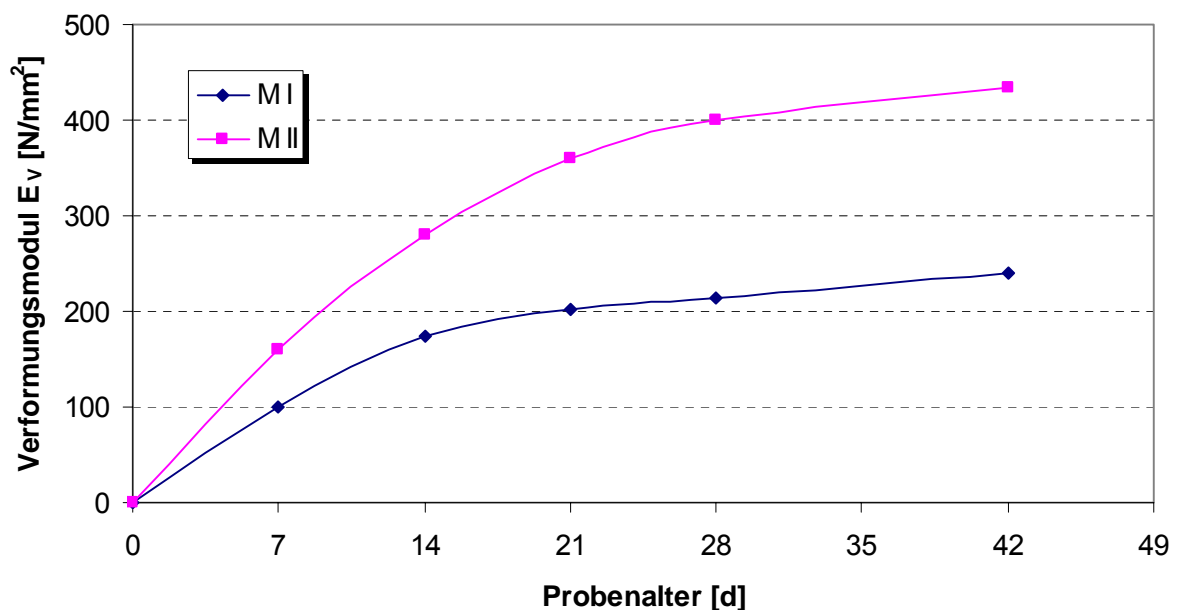


Abb. 5.34: Abhängigkeit der Verformungsmoduln  $E_V$  vom Probenalter

Für die Baustoffe wird ein Anstieg der Verformungsmoduln  $E_V$  mit zunehmendem Probenalter deutlich. Mit steigendem Hydratationsgrad ist dabei eine verringerte Steigerungsrate des Verformungsmoduls  $E_V$  zu verzeichnen.

Anhand der Untersuchungen können insbesondere dem feststoffreichen Baustoff *M II* keine ausgeprägt plastischen Verformungseigenschaften zugesprochen werden. Die Verformungsmoduln liegen bereits in dem untersuchten relativ kurzen Abbindezeitraum um den Faktor 5 bis 6 höher als die eines natürlich anstehenden Bodenmaterials. Ein dicht gelagerter Sand weist beispielsweise  $E_V = 80 \text{ N/mm}^2$  (GBT [1996]) auf. Bei mehreren Proben stellte sich zudem im einaxialen Druckversuch ein plötzliches Materialversagen ohne die Ausbildung eines Fließplateaus ein. Diese Beobachtung wurde bei dem feststoffarmen Baustoff *M I* nicht gemacht.

Im Zusammenhang mit dem Bruchverhalten liefert Abb. 5.35 eine Gegenüberstellung der ermittelten Bruchstauchungen  $\varepsilon_{br}$ .

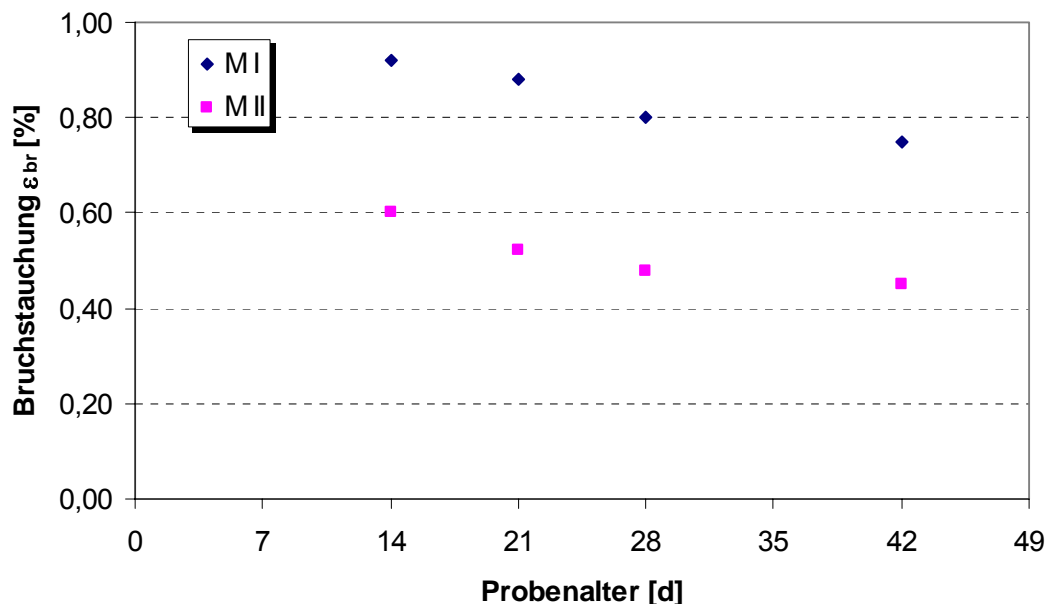


Abb. 5.35: Abhängigkeit der Bruchstauchungen  $\varepsilon_{br}$  vom Probenalter

In Übereinstimmung mit vorausgegangenen Untersuchungen wurde eine Verringerung der Bruchstauchungen bei ansteigendem Hydratationsgrad festgestellt. Grundsätzlich weist der feststoffreichere Baustoff *M II* geringere Werte als der feststoffarme Baustoff *M I* auf.

### 5.7.3.2 Charakterisierung faserbewehrter Proben

Der Einfluss der Faserbewehrung auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten bei Beanspruchung im einaxialen Druckversuch wird im Folgenden stellvertretend für die Baustoffkombination *M I* - WIREMIX® aufgezeigt (siehe Abb. 5.36).



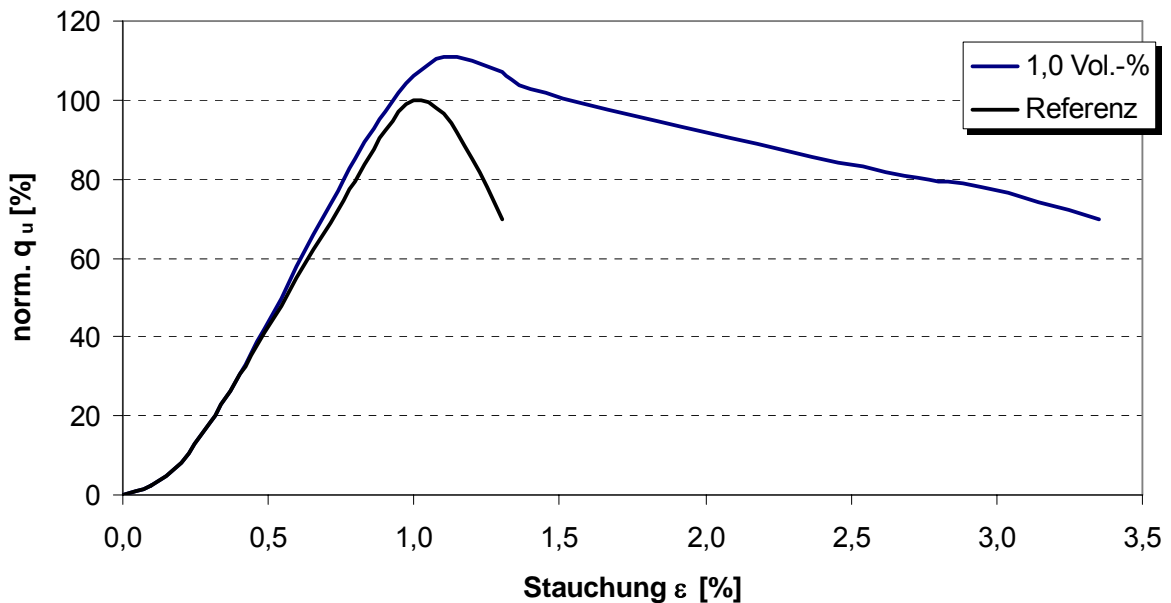


Abb. 5.36: Einfluss einer Faserbeimengung auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten (Baustoffkombination M I - WIREMIX®)

Die aufgezeigten charakteristischen Kurvenverläufe weisen zwischen den Belastungspfaden der unterschiedlich konditionierten Baustoffe keine maßgeblichen Unterschiede aus. Nach dem anfänglichen Anlegen der Druckplatte an die Probekörper gehen die Spannungs-Verformungs-Kurven in den linear-elastischen Bereich des Zustands I über. Bei weiterer Belastung krümmt sich die Kurve geringfügig nach rechts - der Bruchzustand wird erreicht. Dabei weisen faserbewehrte Proben eine geringfügig höhere Bruchlast  $q_u$  bei ebenfalls sehr geringfügig erhöhter Bruchstauchung  $\epsilon_{br}$  auf. Signifikante Unterschiede zwischen den Proben sind jedoch im Nachbruchbereich (Zustand II) erkennbar. Während bei unbewehrten Proben ein rascher Abfall der aufnehmbaren Last bis zum vereinbarten Abbruchkriterium erfolgt, weisen faserbewehrte Proben wesentlich fülligere Spannungs-Verformungs-Kurven auf. Zudem unterscheiden sich unbewehrte und faserbewehrte Proben im Bruchbild voneinander. Signifikante Unterschiede sind für die Verbundbaustoffe auf Stahlfaserbasis und hierbei insbesondere für die Baustoffkombination M I - WIREMIX® erkennbar. Im Zuge der Auswertung wurden die Bruchbilder kartiert. Zur Veranschaulichung sind idealisierte Bruchbilder in Abb. 5.37 zusammengestellt.

Anhand der idealisierten Bruchbilder wird deutlich, dass die unbewehrten Referenzproben in Trennbrüchen versagen, die von der Probenunter- zur Probenoberseite verlaufen. Die Bruchflächen können als glatt bezeichnet werden. Mit ansteigendem Fasergehalt ändern sich die Bruchfiguren. Während die mit 0,25 Vol.-% bewehrten Proben ebenfalls noch Trennbrüche von der Probenunter- zur Probenoberseite aufweisen, versagen Proben ab einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% in geneigten Bruchfiguren. Der Neigungswinkel der Bruchfigur erreichte seinen Maximalwert bei dem im Rahmen der Arbeit vereinbarten maximalen Fasergehalt von 1,0 Vol.-%. Die Bruchflächen zeigten mit ansteigendem Fasergehalt schollige Teilbereiche mit unebenem

Relief. Der Grad der ‚Verschollung‘ nimmt mit ansteigendem Fasergehalt zu. Zudem wiesen die Risse im Bruchzustand geringere Öffnungsweiten auf.

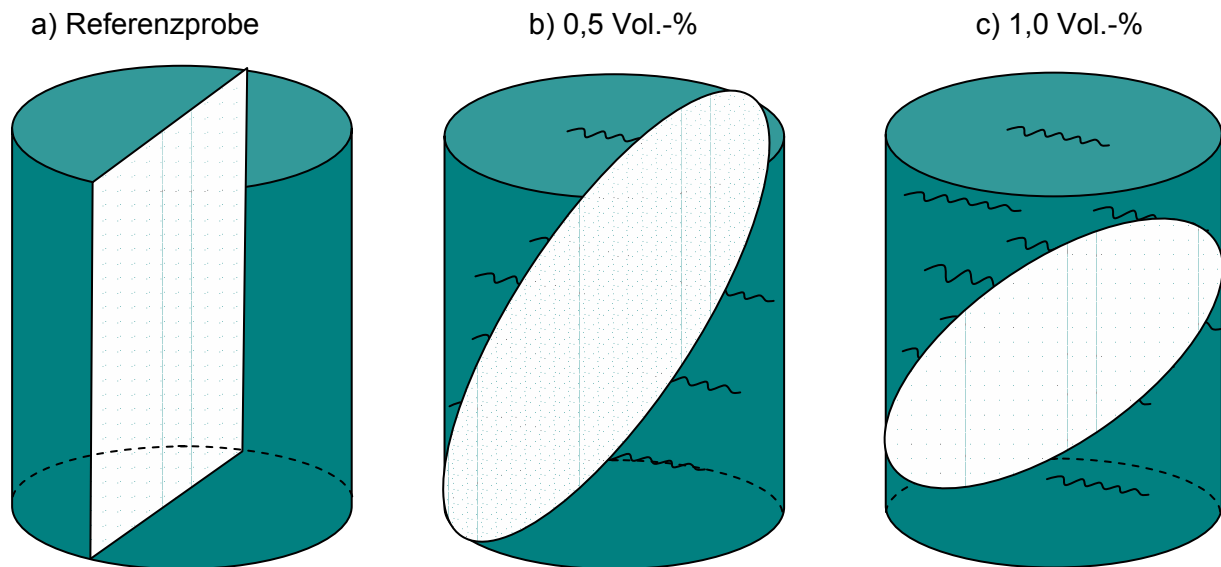


Abb. 5.37: Idealisierte Bruchbilder des Verbundbaustoffes M I –WIREMIX® in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Die Beobachtungen lassen den Schluss zu, dass sich durch den Einfluss der Faserbewehrung eine Behinderung der Querdehnung ergibt. Die These wird durch die Rissbilder der bewehrten Proben bestätigt, die in schubbruchähnlichen Bruchfiguren versagten. Derartige Versagensmechanismen sind für triaxiale Scherversuche charakteristisch. Das beschriebene Materialverhalten tritt, jedoch in einer weniger ausgeprägten Form, bei den Baustoffkombinationen M II - WIREMIX® und bei M II - SYNMIX® ebenfalls auf. Als Ursache für die geringere Ausprägung wird bei M II - WIREMIX® die geringere Bruchstauchung des Matrixbaustoffes angesehen, die den Eintrag von Kräften in die Faser erst nach Eintritt des Bruchzustandes der Matrix erlaubt. Bei der Baustoffkombination M II - SYNMIX® tritt dieser Effekt noch stärker hervor, da die geringere Steifigkeit des Faserbaustoffes einen noch größeren Aktivierungsweg bis zum Eintrag der Last in die Fasern bedingt. Zur Verifizierung dieser These werden in der Folge die Parameter der Zustände I + II diskutiert.

Zur quantitativen Erfassung des Einflusses der Faserbewehrung auf die Eigenschaften der verschiedenen zusammengesetzten Verbundbaustoffe bietet sich die Gegenüberstellung normierter Werte an. Eine Darstellung der normierten Druckfestigkeiten enthält Abb. 5.38. Hierbei ist der jeweils gemittelten einaxialen Druckfestigkeit der Referenzproben (Fasergehalt: 0 Vol.-%) der 100%- Wert zugeordnet worden. Die Darstellung enthält zwei verschiedenfarbige Balken für einen Referenzbaustoff, um eine bessere Zuordnung für die jeweiligen Fasergehalte zu gewährleisten. Die ermittelten Variationskoeffizienten von  $\nu = 5,1 \%$  bis  $9,9 \%$  weisen unter Berücksichtigung des Probenumfanges auf reproduzierbare Versuchsergebnisse hin. Diese Darstellungsweise soll in der Folge grundsätzlich verwendet werden, um den jeweiligen Fasereinfluss quantitativ abschätzen und gegenüberstellen zu können.

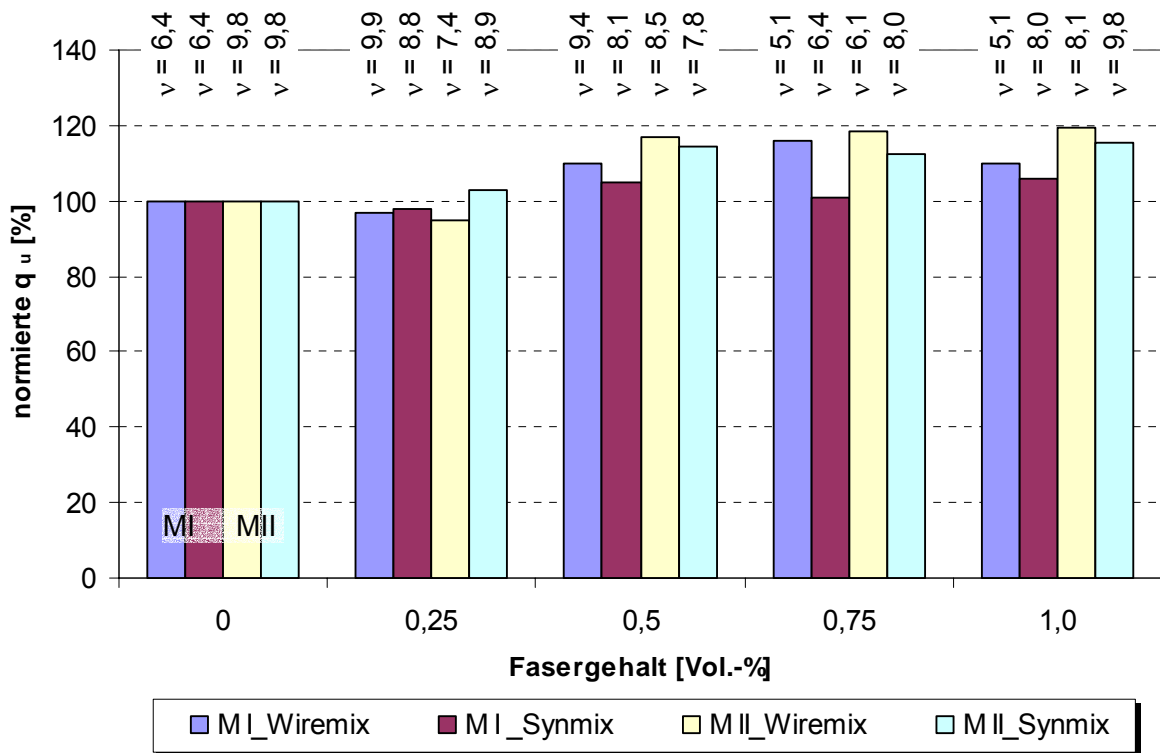


Abb. 5.38: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Anhand der Gegenüberstellung kann kein einheitliches Materialverhalten in Bezug auf die erreichbaren Spannungen abgeleitet werden. Grundsätzlich ist jedoch erkennbar, dass die Faserbeimengung tendenziell zu einer Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeiten führte.

Während die mit 0,25 Vol.-% bewehrten Proben teilweise eine geringfügige Verringerung der einaxialen Druckfestigkeiten aufweisen, ist für weiter ansteigende Fasergehalte eine Druckfestigkeitserhöhung abzuleiten. PREIß/AMANN [2004] stellten für faserbewehrte Zweiphasen-Dichtwandbaustoffe ebenfalls eine geringfügige Unterschreitung der Druckfestigkeit bei geringbewehrten Proben fest. Als Erläuterungsansatz führen sie aus, dass „[...] die Druckfestigkeit der Proben nicht stetig abnimmt, sondern sich bis auf die Größe der Haftreibung reduziert und somit noch eine Restfestigkeit aufweist.“.

Eine zwingende Abhängigkeit der erreichbaren Druckfestigkeiten vom Matrixbaustoff kann im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen nicht festgestellt werden. Es wird jedoch grundsätzlich deutlich, dass die Kombination aus dem feststoffarmen Baustoff M I und der Kunststofffaser SYN MIX<sup>®</sup> die geringste Beeinflussung der einaxialen Druckfestigkeiten bedingt. Dagegen scheint eine Faserbeimengung bei dem feststoffreichen Baustoff M II eine deutlichere Festigkeitssteigerung hervorzurufen. Dies gilt insbesondere bei der Zugabe der Stahlfaser WIREMIX<sup>®</sup>.

Für die Bruchstauchungen  $\varepsilon_{br}$  ist wiederum eine Differenzierung durchzuführen. Hier kann für den Matrixbaustoff M I und die Stahlfaser WIREMIX<sup>®</sup> ein fasergehaltsab-

hängiges Verhalten beobachtet werden. Anhand der Gegenüberstellung in Abb. 5.39 wird eine geringfügige Erhöhung der Bruchstauchungen  $\varepsilon_{br}$  bei Faserzugabe offensichtlich. Die höchsten Werte werden bei Faserzugaben von 0,5 Vol.-% erreicht. Für die Kombination *M I* - Synmix® und die auf *M II* basierenden Verbundbaustoffe stellten sich dagegen innerhalb der Versuchsreihen ähnliche Bruchstauchungswerte wie bei unbewehrten Proben ein. Die empirischen Variationskoeffizienten von  $\nu = 9,6 \%$  bis  $20,4 \%$  lassen grundsätzlich erkennen, dass die Bestimmung der Bruchstauchungen mit größeren Schwankungen als die Bestimmung der Druckfestigkeit behaftet ist. Dieser Umstand ist jedoch nicht mit der Faserbewehrung verknüpft. So weisen z.B. FEESER/ MÜRDERL [2000] für unbewehrte DWM trotz aufwendiger Versuchstechnik und sehr großer Probenanzahl auf vergleichbare Variationskoeffizienten der Bruchstauchungen hin.

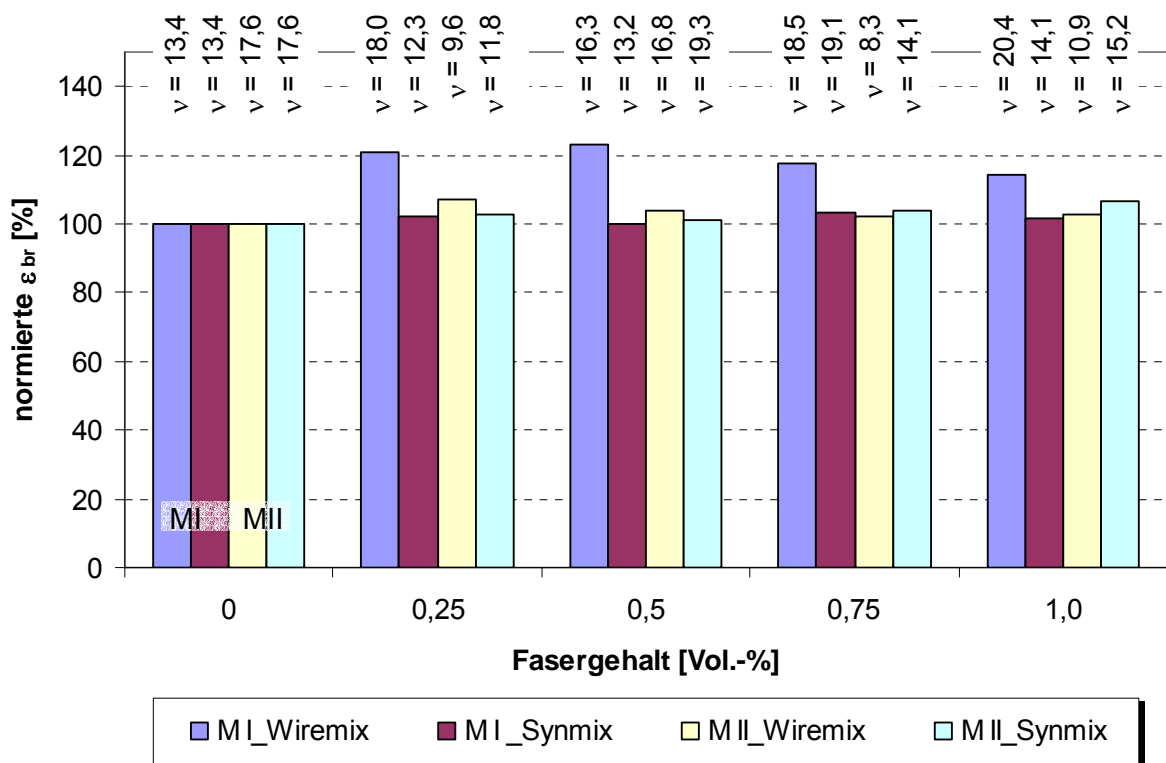
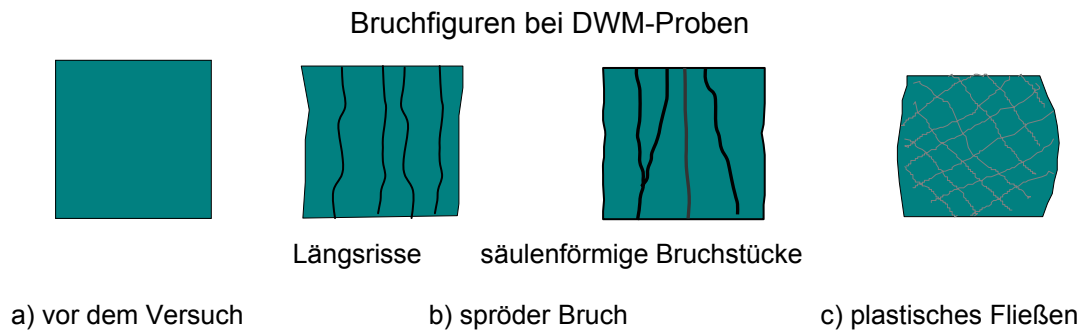


Abb. 5.39: Abhängigkeit der Bruchstauchungen von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Die tendenzielle Erhöhung der Bruchstauchungen für den Matrixbaustoff *M I* bei Zugabe von Stahlfasern wird auf dessen Spannungs-Verformungs-Verhalten zurückgeführt. Generell weist dieser Baustoff einen geringeren Feststoffanteil als die Mischung *M II* auf. Hieraus resultiert eine größere Verformbarkeit. Dies drückt sich zum einen durch die in den Abb. 5.34 und Abb. 5.35 aufgezeigten Verformungsmoduln  $E_V$  und Bruchstauchungswerten  $\varepsilon_{br}$  aus. Zum anderen waren im Versuch Unterschiede im Bruchverhalten zwischen den unbewehrten Baustoffen *M I* und *M II* zu beobachten. Während der Baustoff *M I* eher ein Verformungsverhalten gemäß Abb. 5.40 c erkennen ließ, verformte sich die Mischung *M II* gemäß Abb. 5.40 b.



*Abb. 5.40: Charakteristische Bruchfiguren unbewehrter DWM unter einaxialer Belastung*

Anhand der Gegenüberstellung und der visuellen Feststellungen kann für den Baustoff *M I* gefolgert werden, dass bereits vor dem Erreichen der Bruchspannung laterale Dehnungen auftreten, die zum Eintrag von Spannungen in entsprechend orientierte Fasern führen. In der Folge können zwar die aufnehmbaren Kräfte nicht wesentlich erhöht werden, jedoch ist eine Erhöhung der Bruchstauchungen  $\varepsilon_{br}$  für den Baustoff *M I* augenscheinlich. Der Umstand, dass dieser Effekt nur bei der Kombination mit WIREMIX<sup>®</sup> auftritt, wird durch die höhere Steifigkeit der Stahlfaser erklärt. Hierdurch können diese Fasern im Vergleich zu den Kunststofffasern bereits bei geringeren Dehnungen Kräfte aufnehmen. Das Eintreten von Mikrorissen ist in diesem Zusammenhang anzunehmen.

Generell ist anhand der Druckfestigkeitsuntersuchungen zu folgern, dass die Einflüsse einer Faserbewehrung auf die Kennwerte des ungerissenen Zustandes I als nicht signifikant einzustufen sind. Der eigentliche Vorteil der Faserbewehrung ist vielmehr im verbesserten Nachbruchverhalten zu sehen. Der resultierende Zuwachs an Duktilität im gerissenen Zustand II kann darauf zurückgeführt werden, dass die quer zur Belastungsebene auftretenden Zugspannungen nach dem Bruch des Matrixbaustoffes von den Fasern aufgenommen werden. In Abhängigkeit der aufnehmbaren Verbundspannungen kann das Spannungsniveau über einen wesentlich längeren Verformungsweg als bei unbewehrten Proben gehalten werden. Nachfolgende Abb. 5.41 stellt in diesem Zusammenhang die Stauchungen im Nachbruchbereich für die untersuchten Verbundbaustoffe gegenüber.

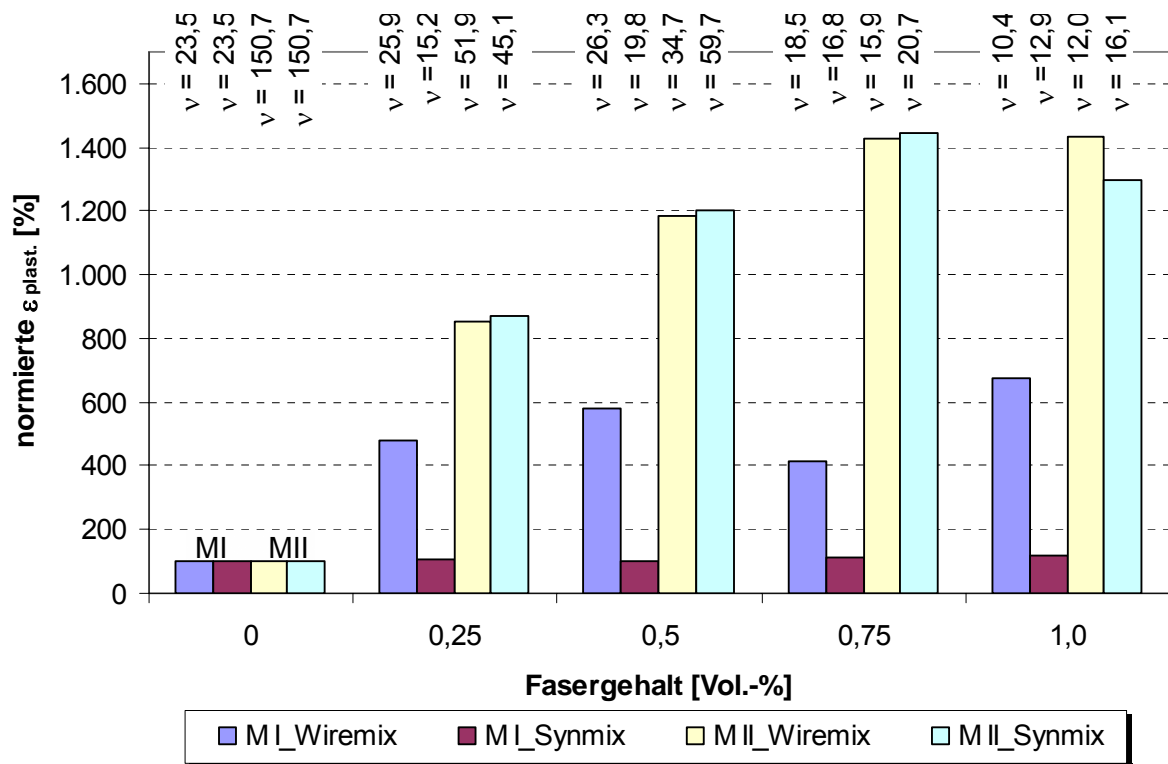


Abb. 5.41: Abhängigkeit der Stauchungen im Nachbruchbereich von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Aus der Gegenüberstellung in Abb. 5.41 wird ersichtlich, dass sich die Verbundbaustoffe signifikant in ihrem Nachbruchverhalten unterscheiden. Als gravierend ist einzustufen, dass der unbewehrte feststoffreiche Baustoff *M II* in 40 % der Versuche in Sprödbrüchen versagte, d.h. keine weitergehenden Lastannahmen bzw. Stauchungen vor Erreichen des definierten Abbruchkriteriums erfolgten. Infolgedessen ist für die neu eingeführten Stauchungen im Nachbruchbereich ein sehr hoher Variationskoeffizient von  $\nu \cong 150\%$  auszuweisen.

Mit ansteigendem Fasergehalt tritt eine Vergleichmäßigung des Bruchverhaltens ein. So versagten von den mit 0,25 Vol.-% bewehrten *M II*-Proben nur noch ca. 20% in Sprödbrüchen. Der überwiegende Teil der Proben weist bereits bei diesem geringen Bewehrungsgrad Stauchungen im Nachbruchbereich von  $\varepsilon_{plast.} \cong 1,1\%$  auf. Folglich werden geringere Variationskoeffizienten von  $\nu \cong 50\%$  ausgewiesen. Ab einem Bewehrungsgrad von 0,5 Vol.-% konnte kein sprödes Materialversagen mehr erkannt werden. Zudem ist evident, dass mit steigenden Fasergehalten die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse deutlich verbessert wird. Für den Fall, dass bei geringem Fasergehalt nur wenige Fasern den Riss kreuzen, kann die von der Matrix an die Fasern abzugebende Last nicht vollständig übernommen werden. Da die Wahrscheinlichkeit einer den Riss kreuzenden Faser mit steigendem Fasergehalt zunimmt, steigt die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse ebenfalls an.

Im Zuge der Prüfung des feststoffarmen Baustoffes *M I* wurde weder für den unbewehrten Matrixbaustoff noch für die verschiedenen bewehrten Verbundbaustoffe sprödes Materialversagen festgestellt. Im Vergleich zum Baustoff *M II* stellt sich für den unbewehrten Baustoff mit  $\nu = 23,5\%$  ein wesentlich geringerer Variationskoeffizient

ein. Die Variationskoeffizienten der faserbewehrten Proben weisen Werte zwischen  $v = 12,9\%$  und  $v = 26,3\%$  auf. Dementsprechend ist tendenziell eine Erhöhung der Reproduzierbarkeit gegenüber unbewehrten Proben erkennbar.

Besonders deutlich wird auch bei der Wertung der Stauchungen im Nachbruchbereich, dass die Kombination *M I* - SYNMIX® keine signifikanten Steigerungen im Vergleich zum unbewehrten Baustoff erkennen lässt. Dagegen konnte durch die Zugabe der Stahlfaser WIREMIX® zum Baustoff *M I* eine Stauchungserhöhung im Nachbruchbereich von 675 % realisiert werden. Für die Kombination *M II* - WIREMIX® ist sogar eine Steigerung um 1.525 % möglich. Die Steigerungsrate der Kombination *M II* - SYNMIX® fällt im Vergleich zum feststoffreichen Matrixbaustoff geringfügig geringer aus. Grundsätzlich kann jedoch für den Baustoff *M II* auf höhere übertragbare Verbundspannungen zwischen Matrixbaustoff und Faser geschlossen werden.

Die Einführung des Arbeitsvermögens *D* erlaubt sowohl für den ungerissenen Zustand I als auch den gerissenen Zustand II eine ganzheitliche Betrachtungsweise des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Verbundbaustoffe. Hierbei wird die Fläche unterhalb der gesamten Last-Verformungs-Kurve zur Charakterisierung der Duktilität herangezogen. Je fülliger die Last-Dehnungslinie, desto größer fällt der Duktilitätsgewinn aus. Während die vorangestellten Betrachtungen der Stauchungen im Nachbruchbereich nichts über das dort herrschende Spannungsniveau aussagen, erlaubt die Betrachtung des Arbeitsvermögens durch die Einbeziehung von Last und Verformung eine höherwertigere Aussage zur Faserwirkung. Die jeweils berechneten Werte werden in Abb. 5.42 gegenübergestellt.

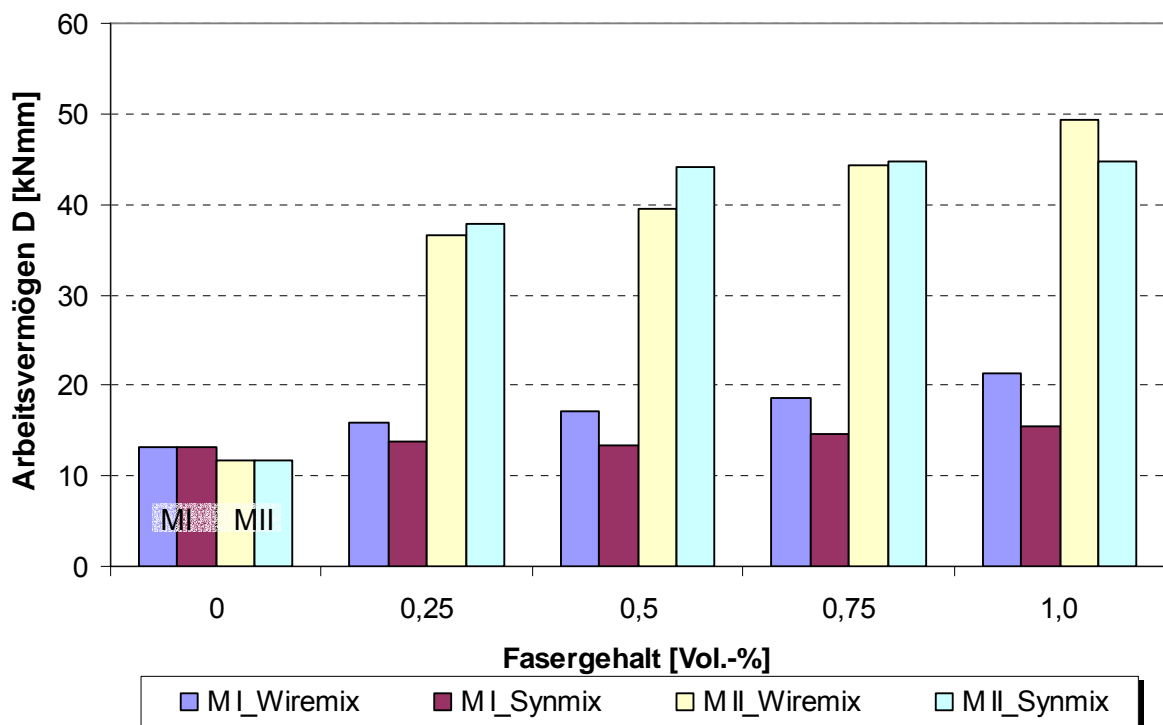


Abb. 5.42: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Aus dem Vergleich der Arbeitsvermögen wird sowohl der Einfluss der unterschiedlichen Matrixbaustoffe als auch der Effekt der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe offenkundig. Grundsätzlich ist eine Differenzierung zwischen den unbewehrten Matrixbaustoffen durchzuführen. Hierbei wird deutlich, dass der feststoffreichere Baustoff *M II* im Vergleich zu *M I* trotz wesentlich höherer Bruchspannung ein geringeres Arbeitsvermögen (*Maß der Duktilität!*) aufweist. Dieser Umstand ist neben der geringeren Bruchstauchung  $\varepsilon_{br}$  dem häufigen Auftreten von Sprödbrüchen geschuldet.

Die Faserzugabe wirkt sich in unterschiedlicher Quantität auf das Arbeitsvermögen der Verbundbaustoffe aus. Während die Faserzugabe bei dem Matrixbaustoff *M I* nur für die Stahlfaser WIREMIX® zu einer grundlegenden Duktilitätszunahme führt, wird bei *M II* für beide Fasertypen eine signifikante Zunahme der Duktilität festgestellt. Hierbei kann der Kombination aus *M II* und SYNMIX® eine geringfügig größere Erhöhung des Arbeitsvermögens bei gleichem Fasergehalt bescheinigt werden. Für die Kombination aus dem Baustoff *M I* und der Kunststofffaser SYNMIX® kann keine zwingende Duktilitätszunahme ausgemacht werden.

Zusammenfassend wird aus den Druckfestigkeitsuntersuchungen erkennbar, dass die aufnehmbare Last für faserbewehrte Proben im Vergleich zur faserfreien DWM nur unwesentlich ansteigt. Das Arbeitsvermögen hat sich jedoch bei faserbewehrten Proben deutlich erhöht. Dies bedeutet einen Zuwachs an Duktilität. Dieser Zuwachs fällt für den Baustoff *M II* unabhängig vom Fasertyp deutlicher als für den Baustoff *M I* aus. Viele Autoren aus dem Bereich der Werkstoffkunde (z.B. FALKNER [1996], LOHRMANN [1998], KÜTZING [2001]) betonen, dass weniger in der Erhöhung der maximal aufnehmbaren Last, sondern vielmehr in der Erhöhung der Duktilität der vorrangige Nutzen der Faserbewehrung zu sehen ist. Für die Auswertung der folgenden Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten wird die kapazitive Darstellung des Arbeitsvermögens weiterhin genutzt. Hierdurch ist eine ganzheitliche Betrachtung des Verbundbaustoffes ‚faserbewehrte DWM‘ in übersichtlicher Form gegeben.

Im Zuge der Feststoffuntersuchungen kristallisierte sich sehr schnell heraus, dass die Kombination des feststoffarmen Baustoffes *M I* und der Kunststofffaser SYNMIX® zu keiner signifikanten Verbesserung der Verbundeigenschaften führt. Diese Kombinationsmöglichkeit wurde daher nicht weiter verfolgt.

## **5.8 Bestimmung der Zugfestigkeit**

### **5.8.1 Allgemeines**

Bei einem Versagen abgebundener DWM auf Zug kann ein spröder Bruch, der einen durchgehenden Riss zur Folge hat, erwartet werden. Für eine Einphasen-Dichtwand ist ein rissbedingtes Versagen gleichbedeutend mit einem lokalen Verlust der Funktionstüchtigkeit, da ein Ort mit wesentlich erhöhter Durchlässigkeit entsteht. Die Zugfestigkeit des Materials stellt somit einen elementaren Beurteilungsparameter dar.

Im Bereich der Bodenmechanik basieren die Modellvorstellungen zu mechanischen Belastungen größtenteils auf Druckbelastungen. Die aus den Spannungskreisen nach MOHR-COULOMB abgeleiteten Parameter beschreiben daher ein auf Druck-



spannungen ausgelegtes Festigkeitsverhalten. Ein Zugbruch wird nicht in Betracht gezogen. In der Felsmechanik kann ein Überschreiten der Zugfestigkeit durch das 'tension cut-off'-Kriterium (siehe Abb. 5.43) im  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ - bzw.  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm berücksichtigt werden (WITTKE [1984]). Das MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium wird um die Annahme ergänzt, dass ein Bruch infolge Zugbeanspruchung senkrecht zur Richtung der kleinsten Hauptnormalspannung  $\sigma_3$  erfolgt, die die Zugfestigkeit  $\sigma_{tG}$  überschreitet. Unter der Voraussetzung der Definition negativer Zugspannungen und Angabe der Zugfestigkeit als positivem Wert kann ein Zugbruch im  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ - bzw.  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm als senkrechte Gerade

$$\sigma_3 = -\sigma_{tG} \quad (\text{Gl. 5.2})$$

beschrieben werden. Spannungszustände, die in diesem Diagramm einem Punkt auf oder links der Bruchgeraden entsprechen, lassen auf das Eintreten eines Zugbruches schließen.

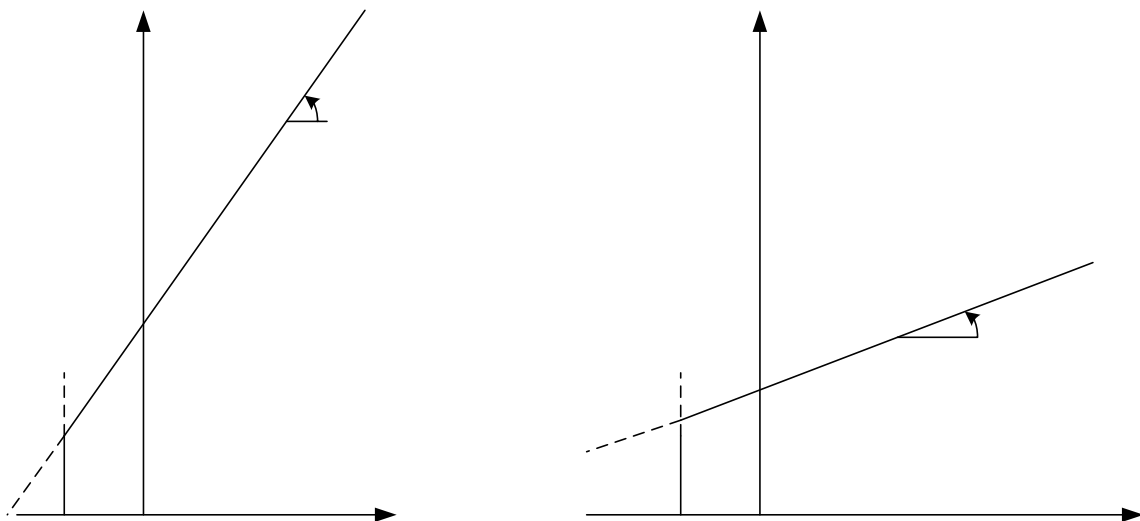


Abb. 5.43: Tension cut-off-Kriterium im  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ - und  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm (nach WITTKE [1984])

Grundsätzlich lassen sich die Untersuchungen zur Bestimmung der Zugfestigkeit in direkte und indirekte Prüfmethode unterteilen. Die ‚eigentliche‘ Zugfestigkeit eines Materials kann im Zerreiversuch bei Wirken eines einaxialen Spannungszustandes bestimmt werden. Da hierbei insbesondere die Fixierung der Probekörper mit erheblichen Problemen behaftet ist, sehen beispielsweise die DIN 1048-5 [1991] ‚Prüfverfahren für Beton‘ und die DIN EN 196-1 [1995] ‚Prüfverfahren für Zement‘ die indirekte Bestimmung der Zugfestigkeit in Form von Spaltzug- bzw. Biegezugversuchen vor. Die Spalt- und Biegezugfestigkeit stellen gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit technologische Festigkeitswerte dar, die u.a. von der Probenform und -geometrie beeinflusst werden. Für die Verhältnisse der verschiedenen Zugfestigkeitsarten zueinander wurde von BONZEL [1965] für Beton folgende Beziehung angegeben:

$$\sigma_{\text{Zug}} \approx 0,75 \cdot \sigma_{\text{Spaltzug}} \approx 0,5 \cdot \sigma_{\text{Biegezug}} \quad (\text{Gl. 5.3})$$

Im Rahmen der Untersuchungen wurde auf indirekte Zugversuche zurückgegriffen, da sowohl vor als auch nach dem Eintreten des Bruchzustandes Aussagen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten abgeleitet werden können. Insbesondere im Nachbruchbereich sollte der Fasereinfluss qualitativ und quantitativ bewertbar sein. Der Spaltzugversuch beschreibt zwar i.d.R. keinen baupraktisch relevanten Spannungszustand, gibt jedoch Anhaltswerte für die Festigkeit und das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Materials. Das Belastungsbild der Biegezugversuche bietet die Möglichkeit, die mögliche Biegemomentenbeanspruchung einer Dichtwand infolge von Erd- und Wasserdruck realitätsnäher abzubilden.

### 5.8.2 Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und –auswertung beim Spaltzugversuch

Die Spaltzugfestigkeit wurde an zylindrischen Proben mit einem Durchmesser von  $d = 10 \text{ cm}$  und einer Länge von  $l = 20 \text{ cm}$  bestimmt. Im Versuch werden entlang zweier gegenüberliegender Mantellinien Druckkräfte in die Probe eingeleitet, die einen biaxialen Spannungszustand hervorrufen („Brazilian test“). Zugspannungen werden orthogonal zu den eingeleiteten Druckkräften erzeugt. Wenn die Zugfestigkeit des Materials geringer als die Druckfestigkeit ist, spaltet sich die Probe bei Überschreitung der Zugfestigkeit der Länge nach auf. Die wirkende Belastung der Probe und die resultierende Hauptspannungsverteilung im Querschnitt sind in Abb. 5.44 dargestellt.

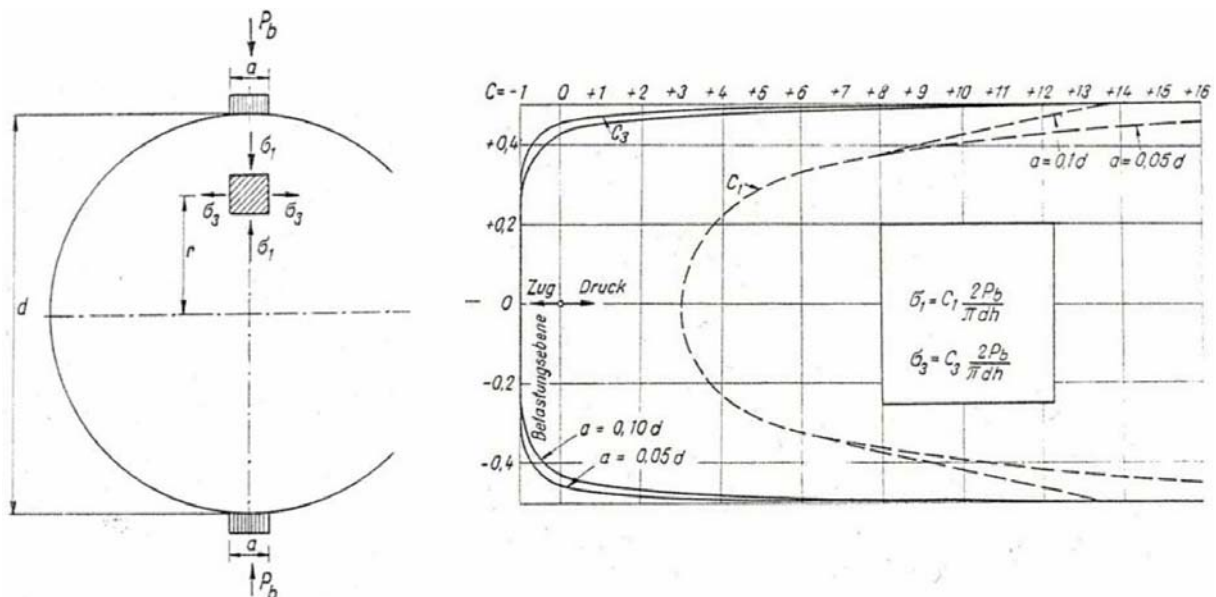


Abb. 5.44: Belastung und Hauptspannungsverteilung beim Spaltzugversuch im Querschnitt (KÉZDI [1973])

Die Vorschubgeschwindigkeit während des Versuches wurde zu  $v = 0,2 \text{ mm/min}$  festgelegt. Die für den Spaltzugversuch angenommene Spannungsverteilung über den Probenquerschnitt und die darauf aufbauende Versuchsauswertung haben nur Gültigkeit, wenn Spannungskonzentrationen im Bereich der Lasteinleitung verhindert werden. Daher wurden - wie bei KÉZDI [1973] angeregt - gewölbte Lastplatten mit lastverteilender Wirkung verwendet. Die Spaltzugfestigkeit kann bei Beachtung dieser Voraussetzungen mit folgender Formel ermittelt werden:

$$\sigma_{sz} = \frac{P_b}{\pi \cdot r \cdot l} \quad (\text{Gl. 5.4})$$

Zur Charakterisierung der Eigenschaften wurden jeweils mindestens 10 Teilversuche durchgeführt. Als ‚Qualitätskriterium‘ für die Spaltzugfestigkeit wurde wiederum ein einzuhaltender Variationskoeffizient von  $v < 10 \%$  definiert. Da bislang keine expliziten Vorschriften für die Auswertung von Spaltzugversuchen existieren, wurde die Versuchsauswertung im Zustand I in Analogie zu den in Abb. 5.32 vereinbarten Regularien für einaxiale Druckversuche vorgenommen. Zu erwähnen ist in diesem Zusammenhang, dass das Abbruchkriterium auf dem abfallenden Ast der Belastung nicht übernommen wurde, da sich gezeigt hat, dass der Fasereinfluss u.U. erst bei größeren Verformungswegen erkennbar wird. Für den gerissenen Zustand II wurde keine Auswertung der Spannungs-Verformungs-Kurve vorgenommen, da weder definierbare Flächen für eine sinnvolle Spannungsermittlung noch Bezugslängen für die Stauchungen im Nachbruchbereich zur Verfügung stehen (siehe Abb. 5.45 b + c). Hier wird auch für Spaltzugversuche mit der in Kapitel 6.7.3.2 aufgezeigten Auswertung des Arbeitsvermögens  $D$  eine aussagekräftigere Auswertemöglichkeit eingeführt.

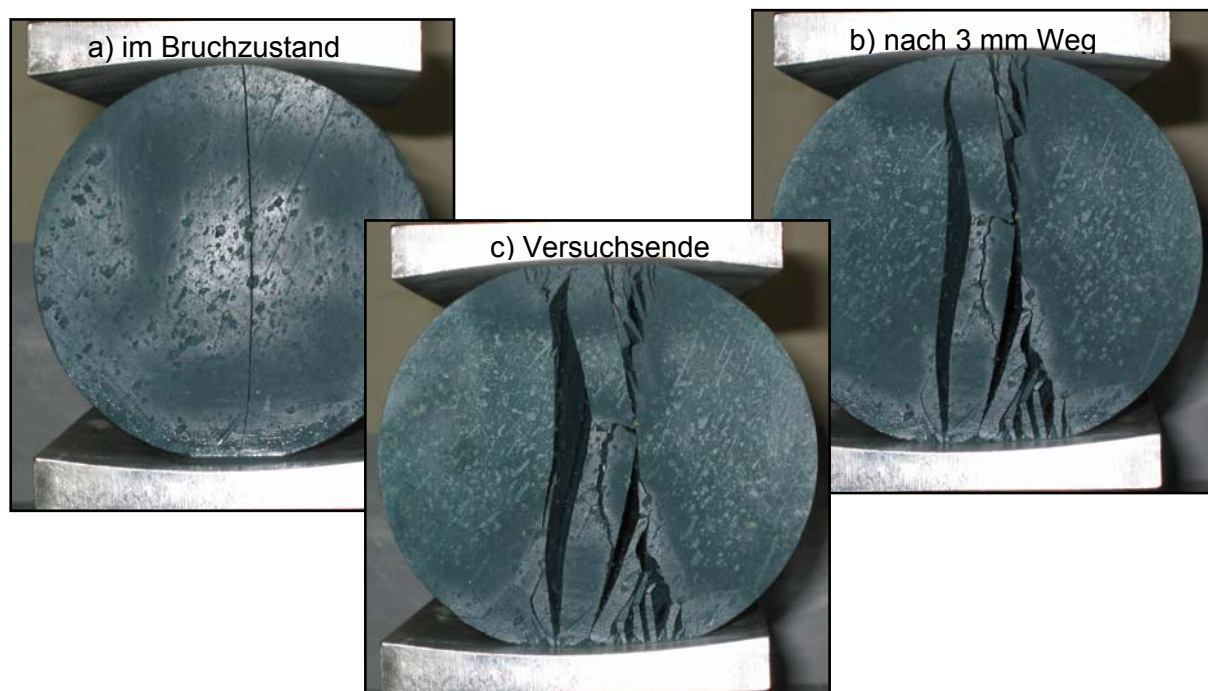


Abb. 5.45: Aufnahmen einer unbewehrten Probe im Spaltzugversuch in verschiedenen Stadien des Nachbruchverhaltens

### 5.8.3 Versuchsergebnisse der Spaltzugversuche – Auswertung und Interpretation

#### 5.8.3.1 Charakterisierung der Matrixbaustoffe

Die im Folgenden aufgeführten Versuchsergebnisse basieren auf Untersuchungen im Alter von 28 Tagen (siehe Tab. 5.9). Die Daten werden um die zugehörigen Variationskoeffizienten und den Verhältniswert aus Spaltzugfestigkeit und einaxialer Druckfestigkeit  $\sigma_{SZ}/q_u$  ergänzt.

Tab. 5.9: Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsuntersuchungen der Matrixbaustoffe

		M I	M II
Spaltzugfestigkeit $\sigma_{SZ}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,10 ( $\nu = 9,2\%$ )	0,25 ( $\nu = 6,4\%$ )
Bruchstauchung $\varepsilon_{br}$	[%]	0,55 ( $\nu = 12,9\%$ )	0,43 ( $\nu = 10,2\%$ )
einaxiale Druckfestigkeit $q_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,05	3,09
Verhältnis $\sigma_{SZ}/q_u$	[-]	0,09	0,08
Arbeitsvermögen D	[kNmm]	5,01	13,21
Arbeitsvermögen $D_{kor.}$	[kNmm]	0,85	1,67

Aus den in Tab. 5.9 angegebenen Werten wird für die Baustoffe *M I* und *M II* ein vergleichbarer Wert für  $\sigma_{SZ}/q_u$  ermittelt. KAYSER [1995] stellte mit  $\sigma_{SZ}/q_u = 0,15$  [-] einen höheren Verhältniswert fest. Da im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen mit der gleichen Versuchstechnik bei identischen Randbedingungen gearbeitet wurde, kann abgeleitet werden, dass es sich bei  $\sigma_{SZ}/q_u$  um einen materialspezifischen Parameter handelt. So stellte DÖHRENDahl [2004\_b] mit  $\sigma_{SZ}/q_u = 0,08$  [-] einen vergleichbaren Verhältniswert für einen feststoffarmen Baustoff, der eine ähnliche stoffliche Zusammensetzung wie der verwendete Baustoff *M I* aufweist, fest.

Die Auswertung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens im ungerissenen Zustand I konnte im Wesentlichen in Analogie zum einaxialen Druckversuch vorgenommen werden. Hier zeigen die Materialien nach dem Herstellen des Kraftschlusses linear-elastisches Materialverhalten. Für den Nachbruchbereich ergaben sich jedoch erhebliche Unterschiede zum einaxialen Druckversuch (siehe Abb. 5.46).

Während die Spannungs-Verformungs-Kurven im einaxialen Druckversuch i.Allg. nach dem Durchlaufen des linear-elastischen Belastungsastes im Zustand I in einen kurzen Zustand des Fließens übergehen und schließlich vollständig nach unten abknicken, weisen die Kurven der Spaltzugversuche neuerliche Lastzunahmen auf dem abfallenden Ast aus. Grundsätzlich gemein ist für alle Proben der Abfall der Last nach dem Eintreten des Bruchzustandes auf ca. 70 % der Maximallast. Der Bruchzustand tritt spröde und ohne die Ausbildung eines Fließplateaus ein. Im Anschluss an den Bruch werden Unterschiede im Spannungs-Verformungs-Verhalten offenkundig (siehe Teilversuche in Abb. 5.46).

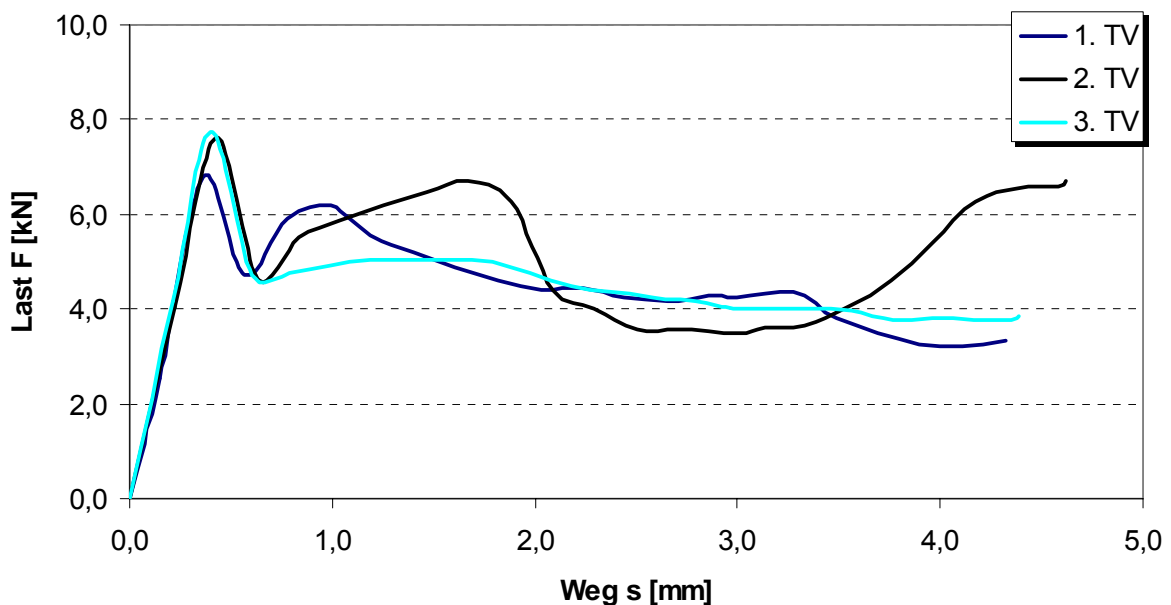


Abb. 5.46: Darstellung der Last-Verformungs-Kurven verschiedener Spaltzugversuche (Matrixbaustoff M II)

Ein Teil der Proben verhält sich wie die Probe des 1. TV. Nach einer kurzen Phase der neuerlichen Lastaufnahme entziehen sich die Probenhälften durch Umlagerung langsam der Last. Am Ende dieser Phase wird ein Wert unterhalb des 1. Lastabfalls erreicht. Ein vergleichbares Verhalten - jedoch ohne den signifikanten Neuanstieg der Last - zeigen die durch den 3. TV charakterisierten Proben.

Der andere Teil der Proben verhält sich wie die dargestellte Probe des 2. TV. Nach einer ausgedehnten Phase der neuerlichen Lastaufnahme sinkt die Last infolge einer Umlagerung der Probenhälften wiederum ab. Hierbei wird ein Wert unterhalb des 1. Lastabfalls erreicht. Es folgt eine Phase mit anfänglicher quasi-konstanter Lastaufnahme und neuerlichem Lastanstieg. Der neuerliche Lastanstieg erfolgte bei allen Proben nach einem Verformungsweg  $s > 3$  mm. Dieser Lastanstieg ist nicht auf die Zugfestigkeit des Materials, sondern auf eine ‚arretierte‘ Lage der Probenhälften in der Versuchsanordnung zurückzuführen. Die Lage der Probe nach dem Eintreten des Bruchzustandes kann vorab nicht beeinflusst werden. Grundsätzlich sollte somit festgehalten werden, dass die Auswertung des Nachbruchverhaltens unbewehrter Proben nur eingeschränkt geeignet ist, die noch vorhandene Zugfestigkeit der Baustoffe zu beschreiben. Für bewehrte Proben ist hier jedoch eine Aussage möglich (siehe Kap. 5.8.3.2). Der Vergleich unbewehrter und faserbewehrter DWM wird im Folgenden anhand des Arbeitsvermögens  $D$  vorgenommen. Für die Berechnung ist die Definition einer Grenzverformung notwendig. Hierfür wird der bei allen unbewehrten Proben, die durch den 2. TV charakterisiert werden, eintretende neuerliche Lastanstieg nach einem Verformungsweg  $s > 3$  mm angesetzt. Die für die unbewehrten Proben (0 Vol.-%) auszuweisenden Werte sind in Tab. 5.9 und Abb. 5.48 zusammengestellt. Die Auflistung wird um die Angabe des korrigierten Arbeitsvermögens

$D_{kor.}$  ergänzt (0\_Korr.). Der korrigierte Wert berücksichtigt, dass nach dem Eintreten des spröden Materialversagens bei Überschreiten der Spaltzugfestigkeit keine Lasten mehr von der *Gesamtprobe* aufgenommen werden können (siehe Abb. 5.45 a).

### 5.8.3.2 Charakterisierung faserbewehrter Proben

Der Einfluss der Faserbewehrung auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten bei Beanspruchung im Spaltzugversuch wird im Folgenden stellvertretend durch die Baustoffkombination *M II* - WIREMIX® aufgezeigt (siehe Abb. 5.47).

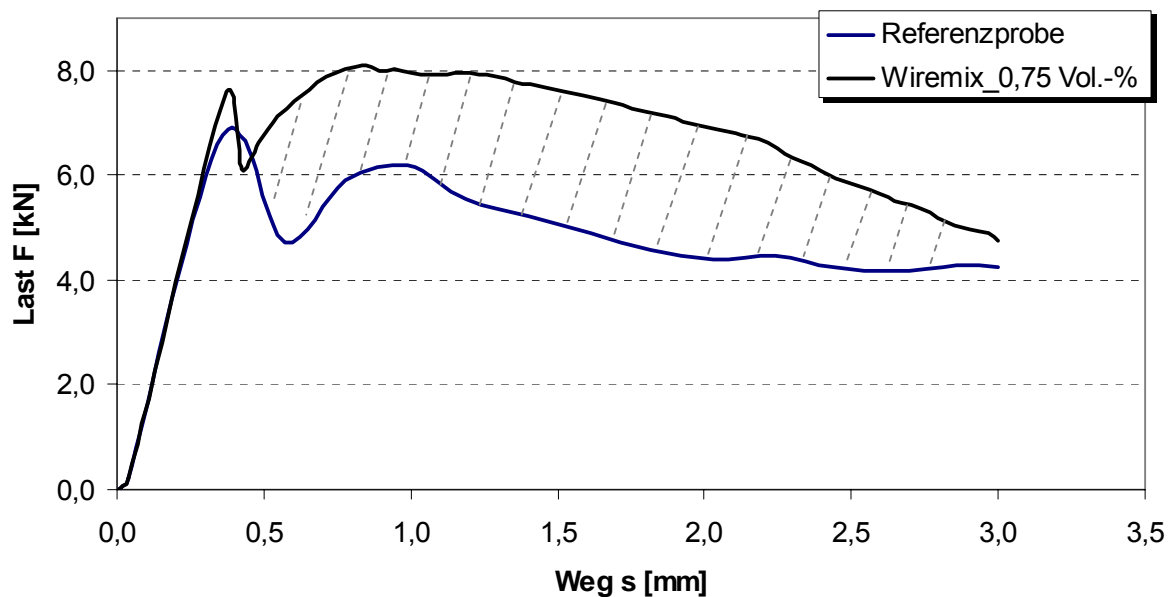


Abb. 5.47: Abhängigkeit des Last-Verformungs-Verhaltens vom Fasergehalt und Kennzeichnung der Zunahme des Arbeitsvermögens (Matrixbaustoff *M II*)

Anhand der Kurvenverläufe sind zwischen den Belastungspfaden der unterschiedlich konditionierten Baustoffe keine Unterschiede abzuleiten. Nach dem vollständigen Herstellen des Kraftschlusses zwischen Druckplatten und Probekörper gehen die Spannungs-Verformungs-Kurven in den linear-elastischen Bereich des Zustands I über. Bei weiterer Belastung krümmt sich die Kurve leicht nach rechts - der Bruchzustand wird erreicht. Dabei weisen faserbewehrte Proben eine geringfügig höhere Bruchlast bei vergleichbarer Bruchstauchung auf. Der eigentliche Vorteil der Faserbewehrung ist jedoch im verbesserten Nachbruchverhalten zu sehen. Der resultierende Zuwachs an Duktilität im gerissenen Zustand II ist darauf zurückzuführen, dass die Zugspannungen nach dem Zugversagen des Matrixbaustoffes von den Fasern aufgenommen werden. In Abhängigkeit der aufnehmbaren Verbundspannungen liegt das Spannungsniveau im Nachbruchbereich wesentlich über dem Wert unbewehrter Proben. Ferner wird anhand der Darstellung ersichtlich, dass der am Ende des Zustands I erreichte Bruchwert im Nachbruchbereich bei höheren Fasergehalten noch überschritten werden kann. Zudem wird deutlich, dass die Faserbewehrung bereits

kurz nach dem Risseintritt aktiviert wird. Während sich die Teilhälften unbewehrter Proben nach dem Eintreten des Bruchzustandes deutlich umlagern und so zu einem erheblichen initialen Lastabfall führen, wird für faserbewehrte Proben ein geringerer Lastabfall bei gleichzeitig verringertem Verformungsweg ermittelt. Die frühere Lastaufnahme bei geringerem Weg bedingt geringere Rissöffnungsweiten. Dieses Phänomen trat bei stahlfaserbewehrten Proben deutlicher als bei kunststofffaserbewehrten Proben hervor. Als Ursache hierfür ist die höhere Steifigkeit der Stahlfaser anzuführen.

Im Folgenden werden die Parameter der Zustände I + II diskutiert. Zur quantitativen Erfassung des Einflusses der Faserbewehrung auf die Spaltzugfestigkeit  $\sigma_{SZ}$  am Ende des Zustands I wurde wiederum die Gegenüberstellung normierter Werte herangezogen. Nachfolgende Abb. 5.48 stellt die Bruchspannungen einander gegenüber. Die ermittelten Variationskoeffizienten von  $\nu = 2,3\%$  bis  $9,7\%$  weisen unter Berücksichtigung des Probenumfanges auf reproduzierbare Versuchsergebnisse hin.

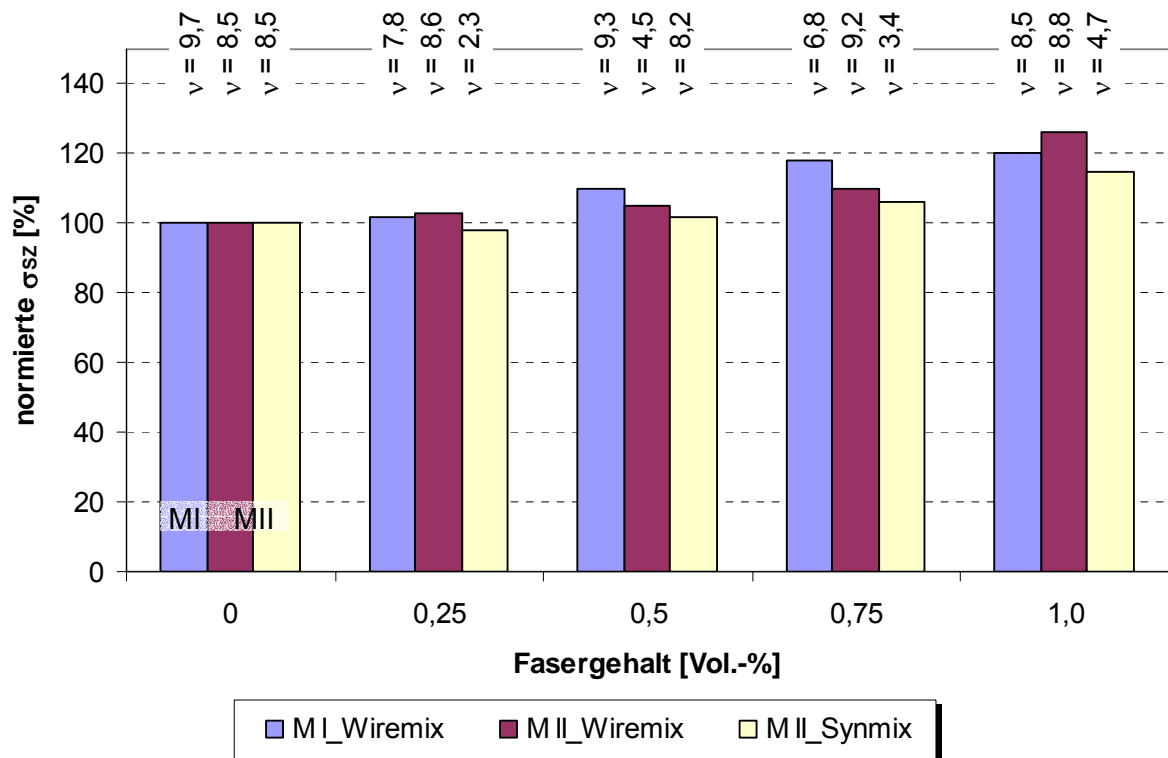


Abb. 5.48: Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Anhand der Darstellung kann kein einheitliches Materialverhalten in Bezug auf die erreichbaren Spannungen abgeleitet werden. Es ist jedoch erkennbar, dass die Faserbeimengung tendenziell zu einer Erhöhung der Spaltzugfestigkeiten führt.

In Analogie zu den einaxialen Druckfestigkeiten ist für die mit 0,25 Vol.-% bewehrten Proben teilweise eine geringfügige Verringerung der Spaltzugfestigkeit festzustellen. Für weiter ansteigende Fasergehalte wird jedoch grundsätzlich eine Spaltzugfestigkeitserhöhung evident. Eine zwingende Abhängigkeit der erreichbaren Spaltzugfestigkeit



tigkeiten vom Matrixbaustoff kann nicht festgestellt werden. Generell ist jedoch anhand der vorliegenden Untersuchungen zu folgern, dass die Einflüsse einer Faserbewehrung auf die Kennwerte des Zustandes I als nicht signifikant einzustufen sind.

Für die Beschreibung und Quantifizierung der Faserbewehrung eignen sich die für den einaxialen Druckversuch eingeführten ‚Stauchungen im Nachbruchbereich‘ aufgrund der Versuchsrandbedingungen nicht. Die kapazitive Betrachtung des Arbeitsvermögens  $D$  erlaubt dagegen durch die Einbeziehung von Last und Verformung eine Aussage zur Faserwirkung im Nachbruchbereich. Der durch die Faserbewehrung bewirkte Duktilitätszugewinn ist beispielhaft in Abb. 5.47 durch die Schraffur zwischen den Last-Verformungs-Kurven angedeutet. Je fülliger die Last-Verformungs-Kurve der faserbewehrten Proben, desto größer fällt der Duktilitätszugewinn aus. Die Werte des Arbeitsvermögens werden in Abb. 5.49 gegenübergestellt. Die Berechnung erfolgte in Übereinstimmung mit den unbewehrten Proben bis zu einer Gesamtstauchung von  $s = 3 \text{ mm}$ .

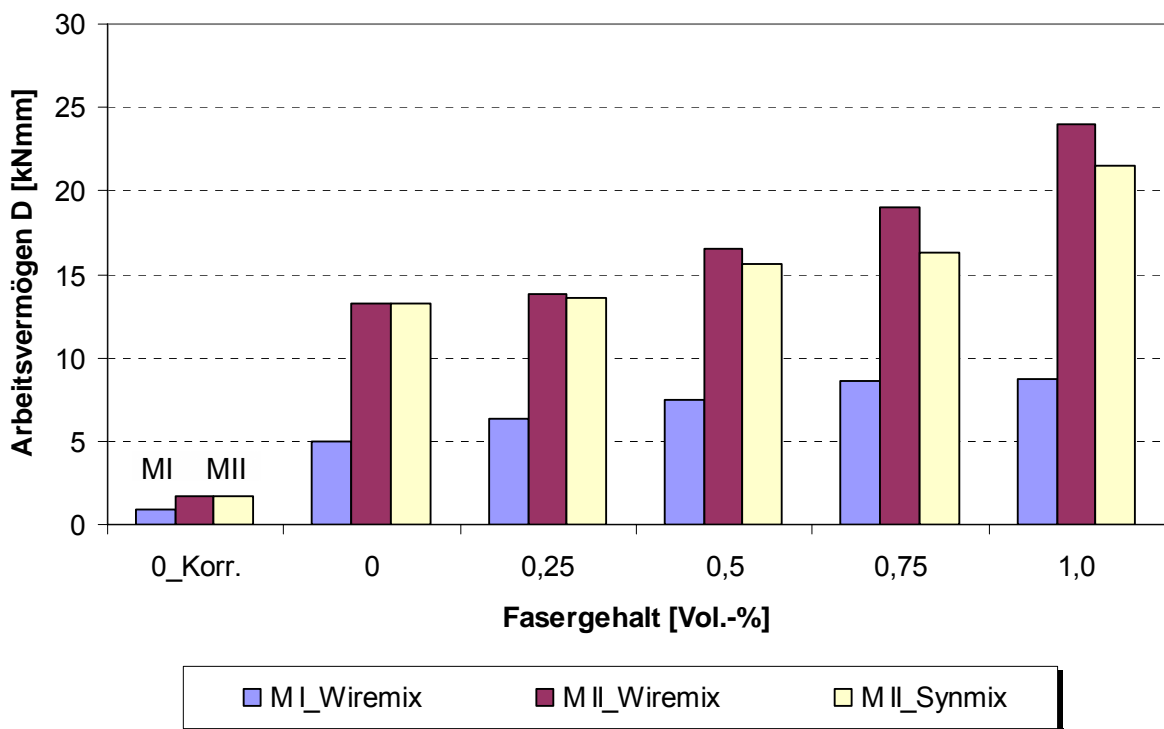


Abb. 5.49: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Aus dem Vergleich der Arbeitsvermögen  $D$  wird der Einfluss der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe ersichtlich. Grundsätzlich ist eine Differenzierung zwischen den Matrixbaustoffen durchzuführen. Im Gegensatz zur Auswertung der einaxialen Druckversuche wird für den feststoffreichen Baustoff  $M II$  ein höheres Arbeitsvermögen als für  $M I$  festgestellt. Dieser Umstand ist vornehmlich der Tatsache geschuldet, dass in den Spaltzugversuchen prinzipbedingt keine Sprödbrüche ausgewiesen werden. Dieser Umstand ist jedoch eher auf die Versuchsanordnung und –durchführung als auf die Materialparameter zurückzuführen. So wird für den Baustoff  $M II$  - ebenso wie beim einaxialen Druckversuch - eine größere Festigkeit bei geringerer Bruch-



stauchung im Vergleich zu *M I* ausgewiesen. Die Auswertung des korrigierten Arbeitsvermögens  $D_{\text{korrr.}}$  weist jedoch auch dem Baustoff *M II* die größere Duktilität zu. Hier ist der Unterschied jedoch weniger ausgeprägt.

Die Faserzugabe wirkt sich in vergleichbarer Quantität auf die Steigerung des Arbeitsvermögens der Verbundbaustoffe aus. So bewirkt die maximale Faserzugabe von 1,0 Vol.-% bei der Baustoffkombination *M I* - WIREMIX® einen Anstieg auf 175%. Für den Baustoff *M II* wurden bei jeweils maximalem Fasergehalt Steigerungen auf 181 % bzw. 163 % ermittelt. Die in diesem Kontext angebrachte Gegenüberstellung mit den korrigierten Arbeitsvermögen weist gar Steigerungen auf ca. 1.000 - 1.400 % aus. Für sämtliche Baustoffkombinationen ist somit eine signifikante Zunahme der Duktilität auszuweisen. Hierbei kann der Kombination aus *M II* und WIREMIX® eine geringfügig größere Erhöhung des Arbeitsvermögens bei gleichem Fasergehalt bescheinigt werden.

Zusammenfassend wird erkennbar, dass die aufnehmbare Last für faserbewehrte DWM im Vergleich zur konventionellen DWM nur unwesentlich ansteigt. Das Arbeitsvermögen  $D$  hat sich jedoch bei faserbewehrten Proben deutlich erhöht. Dies bedeutet einen Zuwachs an Duktilität.

#### **5.8.4 Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und –auswertung beim Biegezugversuch**

##### **5.8.4.1 Versuchsdurchführung**

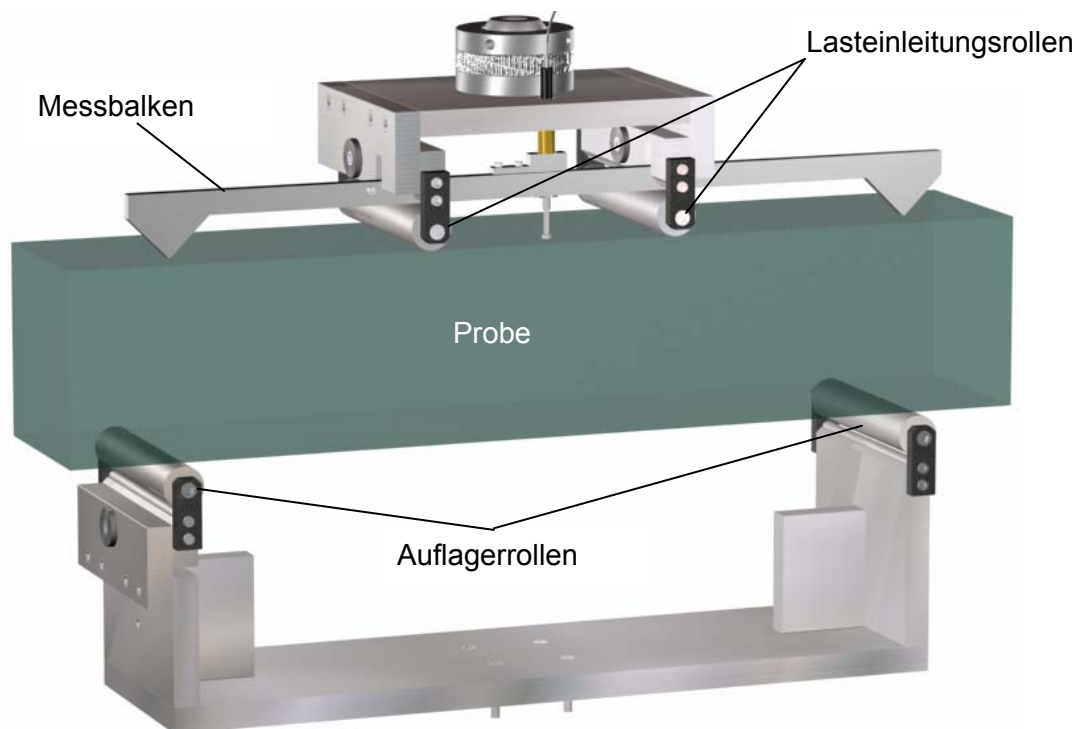
Bei der Bestimmung der Biegezugfestigkeit wird die aufnehmbare Zugspannung  $\sigma_B$  am Rand eines Biegebalkens nach der Balkentheorie bestimmt, wobei linear-elastisches Materialverhalten bis zum Bruch angenommen wird. Diese Versuche sind einfacher durchzuführen als zentrische Zugversuche, erfordern jedoch einen erheblichen Materialaufwand. So schreibt die DIN 1048 T.1 ‚Prüfverfahren für Beton‘ Abmessungen der Versuchsbalken vom  $l/b/t = 70/15/15$  [cm] vor. Die DWS-Menge zur Herstellung eines Probekörpers ergibt sich demnach inklusive des Materialbedarfs für die Sedimentationsschicht zu ca. 190 l. Aus dieser DWS-Menge ließen sich 10 Probekörper für Spaltzug- bzw. 20 Probekörper für einaxiale Druckversuche gewinnen.

Für die Prüfung von Stahlfaserbetonen werden i.Allg. Drei- und Vier-Punkt-Belastungs-Tests verwendet. Eine verbindliche Normung ist hier bis dato nicht existent. Die Belastung des Systems kann entweder kraft- oder verformungsgesteuert vorgenommen werden:

Kraftgesteuerte Versuche zeichnen sich durch ein definiertes Belastungssinkrement je Zeiteinheit aus. Nähert sich die Probe dem Grenzzustand der Tragfähigkeit, so sind hiermit auch größere Verformungssinkremente verbunden. Dies führt dazu, dass die Verformungsgeschwindigkeit im Bereich des Grenzzustands der Tragfähigkeit deutlich zunimmt und bei Erreichen der Grenztragfähigkeit ein schlagartiges Versagen eintritt. Im Gegensatz dazu bietet die Steuerung der Verformungsgeschwindigkeit die Möglichkeit, den Versagensmechanismus genauer zu dokumentieren. Bei dieser Versuchsdurchführung wird dem System eine kontinuierlich zunehmende Verformung eingeprägt und die hierfür erforderliche Last messtechnisch erfasst. Im Ge-

gensatz zu kraftgesteuerten Versuchen steigt die Last im Bereich des Grenzzustands sehr viel langsamer an, bis sie schließlich ihren Maximalwert erreicht. Je nach Duktilität des Materials fällt die Last nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit des Systems mehr oder weniger langsam wieder ab, da sich das System einer weiteren Laststeigerung durch Verformung entzieht. Das Bruch- und Nachbruchverhalten kann im verformungsgesteuerten Versuch somit erfasst werden. Im Rahmen der Untersuchungen wurde daher verformungsgesteuerten Biegezugversuchen der Vorzug gegeben. Hierbei wurde in Analogie zu den bereits vorgestellten Versuchen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten und zum DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton [2001] eine Verformungsgeschwindigkeit von  $v = 0,2 \text{ mm/min}$  umgesetzt.

Für die Prüfung faserbewehrter DWM hat sich eine im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelte Vier-Punkt-Belastungseinrichtung als sehr geeignet erwiesen. Bei der Konzipierung wurden die Versuchserfahrungen der Stahlfaserbetontechnologie berücksichtigt. Folgende Abb. 5.50 stellt die Belastungseinrichtung dar.



*Abb. 5.50: Entwickelte Belastungseinrichtung für Vier-Punkt-Belastungs-Tests*

Der Auflagerabstand beträgt  $l = 600 \text{ mm}$ . Die Lasteinleitung erfolgt in den Drittelpunkten. Sowohl die Auflager als auch die Lasteinleitungen sind zwängungsfrei ausgeführt. Im Detail bedeutet dies, dass frei drehbare Rollen, die z.T. auch kippbar sind, als Auflager und Lasteinleitungen verwendet wurden. In einem ersten Schritt wurden hierbei Rollen mit einem Durchmesser von  $d = 10 \text{ mm}$  verwendet. Zugunsten einer geringeren Auflagerpressung musste das Maß jedoch auf  $d = 20 \text{ mm}$  erhöht werden, um örtlichen Plastifizierungen entgegenzutreten.

Entsprechend DIN EN 12390-5 soll die Betonieroberseite eine spätere Seitenfläche des Probekörpers darstellen. Folglich wurden die Prüfbalken vor Versuchsbeginn um 90° gedreht.

Aufgrund des erhöhten Material- und Probenbearbeitungsbedarfs wurde die Anzahl der Teilversuche auf jeweils mindestens 6 Teilversuche begrenzt. Ungeachtet des verfügbaren relativ geringen Stichprobenumfanges ist eine vergleichende Wertung der Versuchsreihen hinreichend abgesichert, da sich die Versuchsergebnisse der Versuchsreihen statistisch signifikant voneinander unterscheiden. Ferner ist die im DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton [2001] aufgeführte Mindestprobenzahl zur Einstufung in eine Faserbetonklasse von  $n \geq 3$  eingehalten.

#### **5.8.4.2 Versuchsauswertung**

Die Auswertung von Biegezugversuchen an faserbewehrten Proben ist derzeit nicht normativ geregelt. Aufgrund der unterschiedlichen Charakteristika des Spannungs-Verformungs-Verhaltens können stahlfaserbewehrte- und kunststofffaserbewehrte Proben nicht mit den gleichen Methoden ausgewertet werden.

##### ***Stahlfaserbewehrte Proben***

Für stahlfaserbewehrte DWM bieten sich grundsätzlich die im DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton [2001] und in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [in Vorb.] vorgeschlagenen Vorgehensweisen an. Allgemein wird hierbei in die Bestimmung der Biegezugfestigkeiten des Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitszustandes unterschieden. Dabei werden zum einen unterschiedliche Verformungsgrenzen und zum anderen unterschiedliche Philosophien bei der Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit umgesetzt. Im Zuge der vorliegenden Arbeit wurden die Versuche in Anlehnung an das DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton [2001] ausgewertet. Relevante Maßgaben der (neueren) DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [in Vorb.] wurden ebenfalls berücksichtigt. Stahlfaserbetonspezifische Partitionen wurden entsprechend der Anforderungen von DWM modifiziert.

##### ***Ermittlung der Biegezugfestigkeit***

In Anlehnung an DIN 1048 wird die Biegezugfestigkeit gemäß Gl. 5.5 bestimmt.

$$\sigma_B = f_{DWM,fl}^f = \frac{M_w}{W} = \frac{F_u \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (\text{Gl. 5.5})$$

mit:	$F_u$	Maximalwert der Last
	$l$	Auflagerabstand (600 mm)
	$b$	Probenbreite (150 mm)
	$h$	Probenhöhe (150 mm)

### Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit

Für die Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit faserbewehrter Betone wird in einem ersten Schritt das maßgebende Arbeitsvermögen  $D_{fl}$  anhand der Auswertung der Last-Durchbiegungs-Kurve bestimmt (siehe Abb. 5.51).

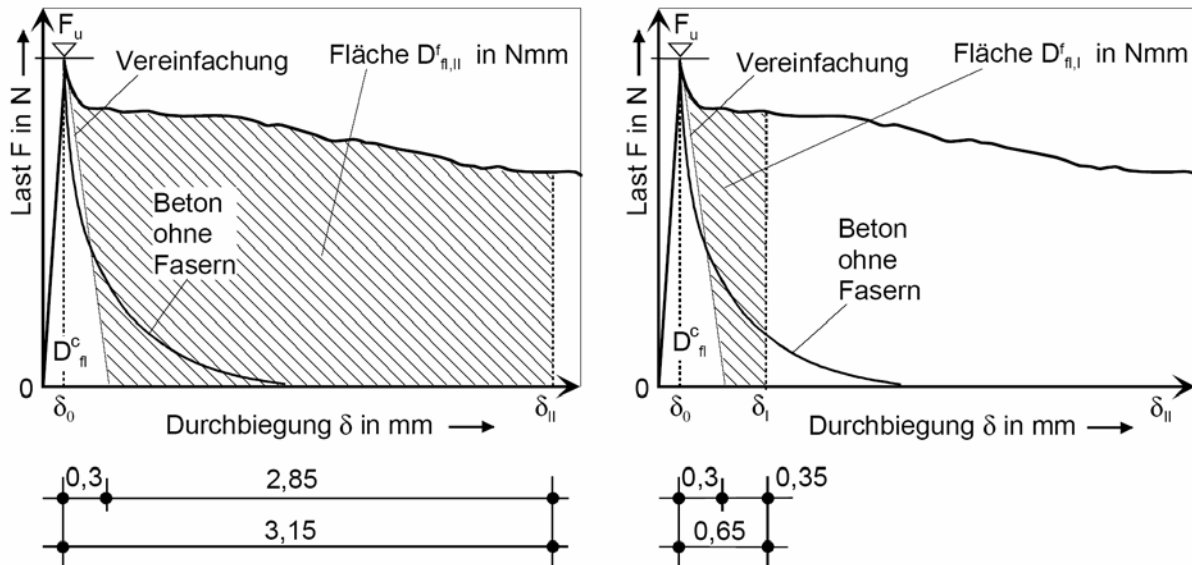


Abb. 5.51: Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten  $f_{eq,I}$  bzw.  $f_{eq,II}$  (nach DBV [2001])

Das Arbeitsvermögen  $D_{fl}$  ergibt sich als Fläche unter der Last-Durchbiegungs-Kurve bis zu den maßgebenden Durchbiegungswerten  $\delta_I$  und  $\delta_{II}$  und setzt sich aus den Flächenanteilen des unbewehrten Baustoffes  $D^c_{fl}$  und dem des Fasereinflusses  $D^f_{fl}$  zusammen.

$$D_{fl} = D^c_{fl} + D^f_{fl} \quad (\text{Gl. 5.6})$$

Die Abgrenzung der Anteile wird in der Stahlfaserbetontechnologie durch eine Gerade zwischen der Maximallast  $F_u$  und dem Abszissenwert ( $\delta_0 + 0,3$  mm) vorgenommen. Hierbei stellt  $\delta_0$  den zur Maximallast  $F_u$  zugehörigen Durchbiegungswert dar. Mit der Addition von  $0,3$  mm wird vereinfacht das parabelförmige Nachbruchverhalten des unbewehrten Betons auf dem abfallenden Ast durch eine Dreiecksfigur beschrieben. Im Gegensatz dazu versagen unbewehrte DWM-Proben in einem spröden Bruch ohne die Ausbildung eines parabelförmig abfallenden Astes. Dementsprechend wurde für DWM die Abgrenzung von  $D^{DWM}_{fl}$  und  $D^f_{fl}$  durch eine Senkrechte von der Maximallast  $F_u$  zur zugehörigen Durchbiegung  $\delta_0$  gebildet.

Als weitere ausgezeichnete Punkte werden im DBV-Merkblatt [2001]  $\delta_I = \delta_0 + 0,65$  mm und  $\delta_{II} = \delta_0 + 3,15$  mm definiert. Sie können als Werte der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit angesehen werden. Die sich gegenwärtig in der Vorbereitung

befindliche DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [in Vorb.] gibt in diesem Zusammenhang mit Gesamtdurchbiegungen von  $d_{0,5} = 0,5$  mm bzw.  $d_{3,5} = 3,5$  mm geringfügig abweichende Werte an. Die jeweiligen Grenzen beruhen vornehmlich auf Vereinheitlichungsgründen zur Stahlbetontechnologie. Hier ist für die Bemessung eine Betonstauchung bzw. -dehnung von  $\varepsilon = 3,5$  ‰ sowie eine Dehnung der schlaffen Stahlbewehrung von  $\varepsilon = 25$  ‰ verankert (DIN 1045-1). So entspricht die in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [in Vorb.] definierte Gesamtdurchbiegung von  $d_{0,5} = 0,5$  mm in etwa der Durchbiegung des Biegebalkens, die sich bei einer Betondehnung von  $\varepsilon = 3,5$  ‰ einstellt. Die Gesamtdurchbiegung von  $d_{3,5} = 3,5$  mm charakterisiert den Nachrissbereich bei Ausnutzung der Stahlspannungen ( $\varepsilon = 25$  ‰). Für die Bemessung faserbewehrter DWM haben die betonspezifischen Kennwerte keine Relevanz. Der Gedanke der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit soll jedoch in modifizierter Form übernommen werden. Hierzu sei folgende Abschätzung gegeben:

Als Gebrauchstauglichkeit wird ein Verformungszustand nach Anriss des Matrixbaustoffes definiert, bei dem noch eine Abdichtungswirkung gegeben ist, die einer Systemdurchlässigkeit von  $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-9}$  m/s entspricht. Die Definition einer Tragfähigkeit im statischen Sinne ist für reine Dichtwände von untergeordneter Bedeutung. Hier soll in einem 1. Schritt als Grenzwert der Verformung ein rissbedingtes Versagen angesehen werden, bei der die gegenwärtig i.Allg. vertragsgemäß verankerte Systemdurchlässigkeit von  $k_{\text{Sys.}} = 1 \times 10^{-8}$  m/s noch eingehalten wird. Die Abschätzung der zugehörigen Rissgeometrien wurde anhand von numerischen Berechnungen nach der FEM vorgenommen. Hierbei wurde der Versuchsbalken als durchströmtes Element angesetzt. Im Rahmen von Parametervariationen wurden die Risstiefe und -breite iteriert (siehe Abb. 5.52).

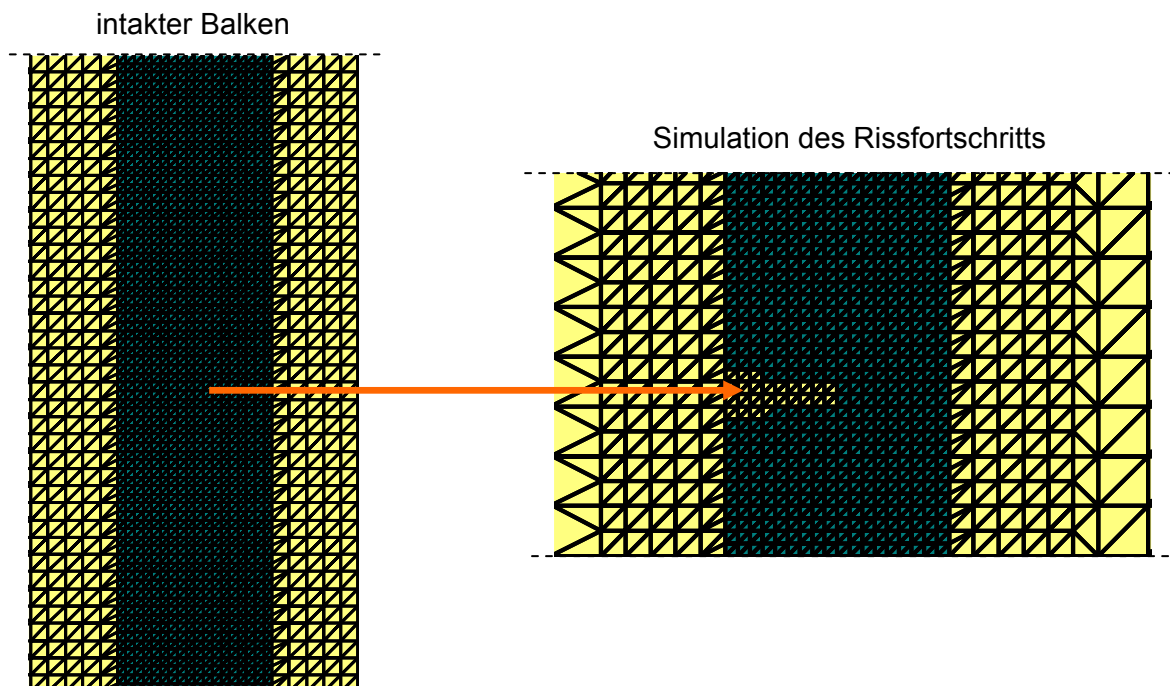


Abb. 5.52: Vorgehensweise bei der Bestimmung der Grenzwerte der Durchbiegung

Bei der Simulation wurde berücksichtigt, dass bei faserbewehrten Proben nach erfolgtem Risseintritt die Risstiefe sehr schnell bis auf ca. 70% der Probenhöhe anwächst. Die anfängliche Rissbreite an der Balkenunterseite ist hierbei mit  $b_{R,u} \cong 1$  mm zunächst gering. Mit anwachsender Durchbiegung pflanzt sich die Risstiefe über die Balkenhöhe fort - die Rissbreite wächst hierbei annähernd proportional zur Durchbiegung. Folglich kann die Rissbreite  $b_{R,u}$  an der Balkenunterseite in erster Näherung der Durchbiegung  $\delta$  gleichgesetzt werden. Im Zustand des vollständigen Tragfähigkeitsverlustes wurden entsprechend der Messungen im Versuch Rissbreiten bis  $b_{R,u} \cong 14$  mm an der Balkenunterseite und eine Rissbreite von  $b_{R,o} = 1$  mm an der Balkenoberseite simuliert.

Bei der Umsetzung wurde der Einfluss von Trennrissen auf die Systemdurchlässigkeit berücksichtigt (siehe hierzu auch Kap. 3.4.4). So wurde für den intakten Balken die Durchlässigkeit zu  $k_{Subst.} = 5 \times 10^{-10}$  m/s angenommen. Für den vollständig gerissenen Balken wurde im Traglastzustand die Gesamtdurchlässigkeit zu  $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-8}$  m/s angesetzt. In folgender Abb. 5.53 ist die numerisch ermittelte Korrelation zwischen Rissgeometrie und Gesamtdurchlässigkeit des Balkens aufgetragen.

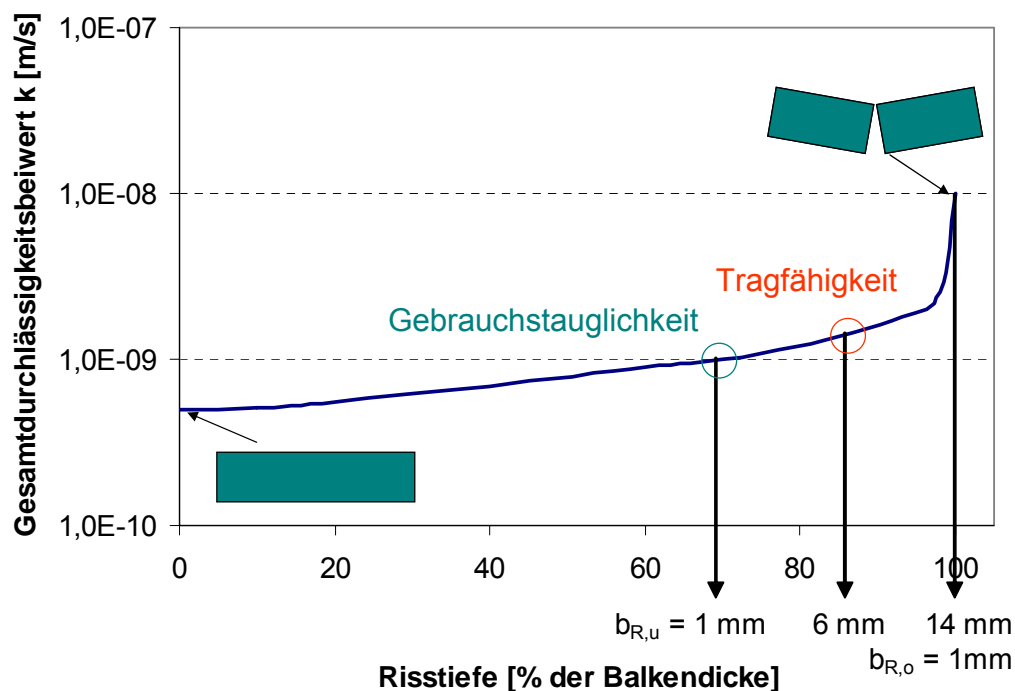


Abb. 5.53: Numerisch abgeleiteter Einfluss der Risstiefe und der zugeordneten Rissbreite auf der lastabgewandten Seite auf den Gesamtdurchlässigkeitsbeiwert eines DWM-Balkens

Aus der Darstellung wird erkennbar, dass als Grenzzustand der definierten Gebrauchstauglichkeit eine Rissbreite von  $b_{R,u} = 1$  mm anzusetzen ist. Dies entspricht einer Gesamtdurchbiegung von  $\delta_l = 1,0$  mm.

Insofern eine faserbewehrte Dichtwand nur zu Abdichtungszwecken genutzt werden soll, könnte für die Definition des Grenzzustandes der Tragfähigkeit die Dehnung der Unterkante des Biegebalkens fast bis zum vollständigen Versagen angesetzt wer-

den. Da dieser Zustand sowohl aus statischen wie auch hydraulischen Gründen sehr instabil ist, wird hier eine Restriktion von  $\delta_{II} = 6,0$  mm festgesetzt. Dieser Verformungszustand befindet sich zum einen vor dem ‚plötzlichen‘ Anstieg der Durchlässigkeit (siehe Abb. 5.53) und wahrt zum anderen einen angemessenen Abstand zum statischen Versagen. Eine Bemessung kann somit auf der Grundlage eines hinreichenden Sicherheitsniveaus durchgeführt werden. Zudem wird mit einer Gesamtdurchlässigkeit von  $k_{sys.} \cong 5 \times 10^{-09}$  m/s der eingangs definierte Grenzwert der Verformung für rissbedingtes Versagen nochmals signifikant unterschritten. Für die Auswertung des Arbeitsvermögens stahlfaserbewehrter DWM wurden somit Durchbiegungen im Bruchzustand von  $\delta_0 = 0,25$  mm, ein  $\delta_I = \delta_0 + 0,75$  mm = 1,0 mm und  $\delta_{II} = \delta_0 + 5,75$  mm = 6,0 mm definiert (siehe Abb. 5.54).

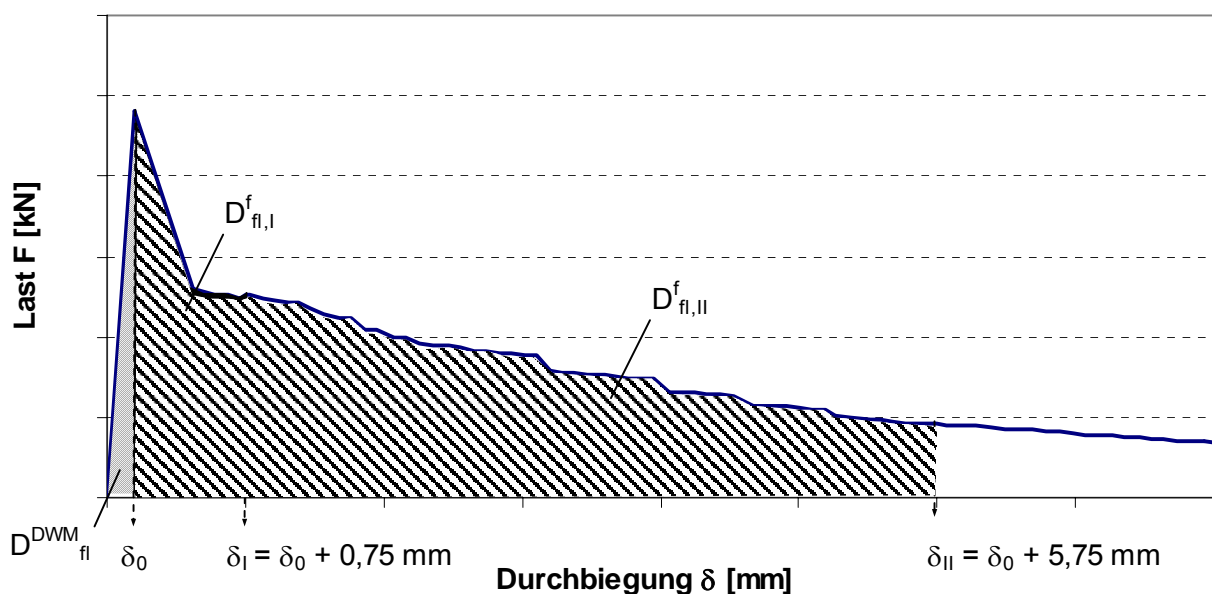


Abb. 5.54: Last-Durchbiegungs-Beziehung zur Ermittlung der Nachrisszugfestigkeiten für faserbewehrte DWM

### Kunststofffaserbewehrte Proben

Kunststofffasern werden im konstruktiven Ingenieurbau aufgrund ihrer geringen Festigkeit im Vergleich zu Beton nicht zur statischen Ertüchtigung eingesetzt. Dementsprechend existieren weder Merkblätter noch Hinweise zur Bemessung.

Im Gegensatz zur Auswertung stahlfaserbewehrter Proben kann keine Differenzierung des Arbeitsvermögens in Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit vorgenommen werden. Die Ursache hierfür ist im Spannungs-Verformungs-Verhalten des Nachbruchbereiches begründet (siehe hierzu auch Abb. 5.62). Da kunststofffaserbewehrte Proben jedoch grundsätzlich größere Verformungswege bis zum vollständigen Versagen aufwiesen als stahlfaserbewehrte Proben, wird die Gesamtdurchbiegung zur Charakterisierung der Tragfähigkeit auf  $\delta_{II} = 15$  mm erhöht.

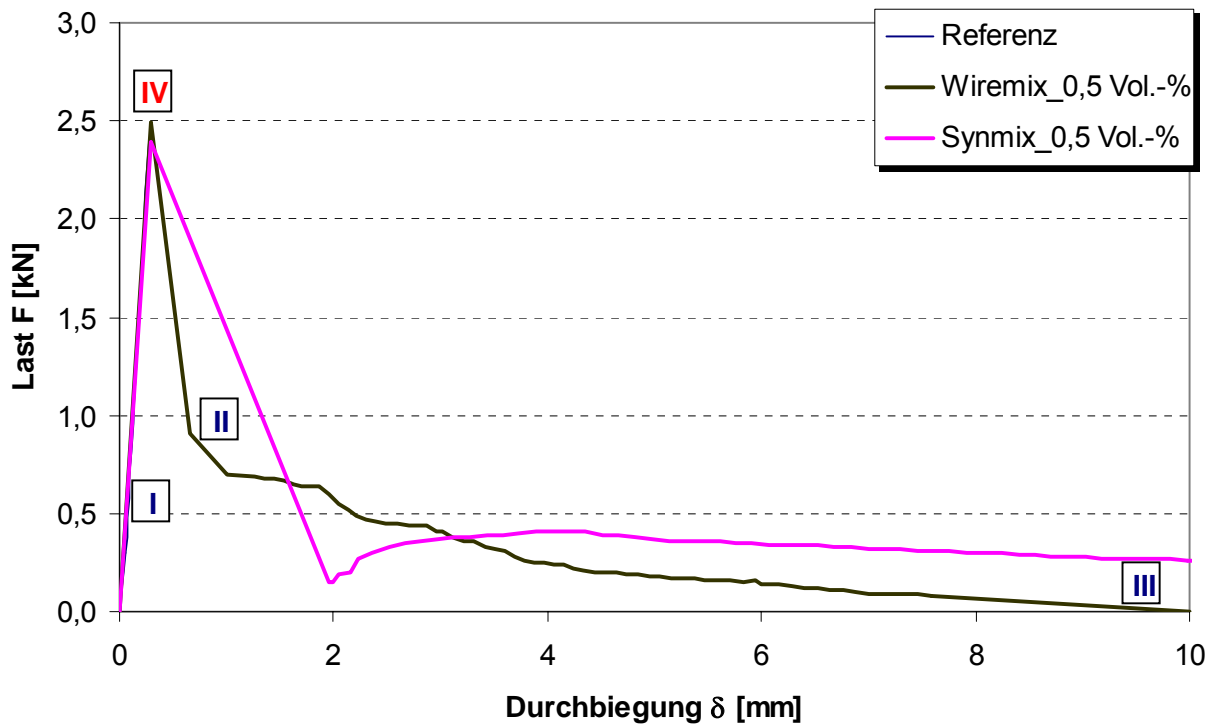
## 5.8.5 Versuchsergebnisse der Biegezugversuche – Auswertung und Interpretation

### 5.8.5.1 Tragverhalten unbewehrter und faserbewehrter Proben

Zur Beurteilung der zum Versagen der Modellkörper führenden Mechanismen wurden zunächst die Verläufe der Last-Verformungs-Kurven analysiert und mit dokumentierten Beobachtungen verglichen. Hierfür wurden repräsentative Kurvenverläufe einer unbewehrten, einer stahlfaser- und einer kunststofffaserbewehrten Probe gewählt. Die faserbewehrten Proben wiesen jeweils einen Fasergehalt von 0,5 Vol.-% auf. Nachfolgende Abb. 5.55 gibt die erreichten Lasten  $F$  und die zugehörigen Durchbiegungen in Balkenmitte  $\delta$  sowie Momentaufnahmen in verschiedenen Versuchsstadien des Biegezugversuchs wieder.

Anhand der Kurvenverläufe sind zwischen den Belastungspfaden der unterschiedlich konditionierten Baustoffe bis zum Bruch keine maßgeblichen Unterschiede abzuleiten. Nach dem Herstellen des Kraftschlusses gehen die Last-Verformungs-Kurven in den linear-elastischen Bereich des Zustands I über. Hierbei weisen die Kurven vergleichbare Tangentenneigungen auf. Folglich sind im elastischen Bereich keine signifikanten Steifigkeitsunterschiede zwischen den unbewehrten und den faserbewehrten DWM abzuleiten (*Graph der unbewehrten Probe wird im Diagramm von den Graphen der bewehrten Proben überdeckt!*). Bei weiterer Belastung bis zum Bruchpunkt ist keine Änderung der Neigungen der Belastungspfade zu verzeichnen. Das aus einaxialen Druckversuchen bzw. Spaltzugversuchen z.T. bekannte ‚Weicherwerden‘ der Baustoffe (Fließen) ist dementsprechend nicht erkennbar.





Probe im ungerissenen Zustand (Zustand I)



faserbewehrte Probe im Risszustand (Zustand II) - Dichtwirkung und somit Gebrauchsfähigkeit des Gesamtsystems nicht signifikant beeinträchtigt



unbewehrte Probe im Bruchzustand = sofortiger und vollständiger Verlust der Tragfähigkeit und hydraulischen Dichtwirkung (vollständiges Versagen)

faserbewehrte Probe kurz vor dem vollständigen Versagen - Riss noch nicht durchgängig - hydraulische Restdichtwirkung wäre noch gegeben

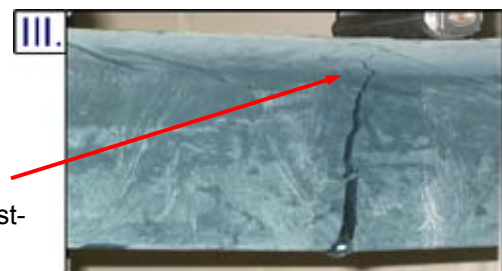


Abb. 5.55: Vergleich des Last-Verformungs-Verhaltens unbewehrter und faserbewehrter Proben

Wird die Zugfestigkeit der DWM überschritten, bildet sich ein plötzlich eintretender Biegezugriss in Balkenmitte aus. Die zum Erreichen des Bruchzustandes nötigen Verformungen sind mit  $\delta \cong 0,25$  mm als sehr gering einzuschätzen. Dies entspricht einer plastischen Krümmung von lediglich  $\theta_{pl} \cong 0,87$  mrad. Das Versagen deutete sich i.d.R. durch eine Aufhellung der DWM an der Balkenunterkante an. Im Anschluss zeigten sich erhebliche Unterschiede zwischen den unbewehrten und den faserbewehrten Baustoffen. Bei unbewehrten Proben tritt ein Totalabfall der aufnehmbaren Last durch den vollständigen Kollaps des Systems ein. Hierbei erfolgt eine Starrkörperrotation der beiden Balkenhälften, die zu einer sofortigen Aufweitung des Biegezugrisses bis zum vollständigen Versagen führt (siehe Abb. 5.56).

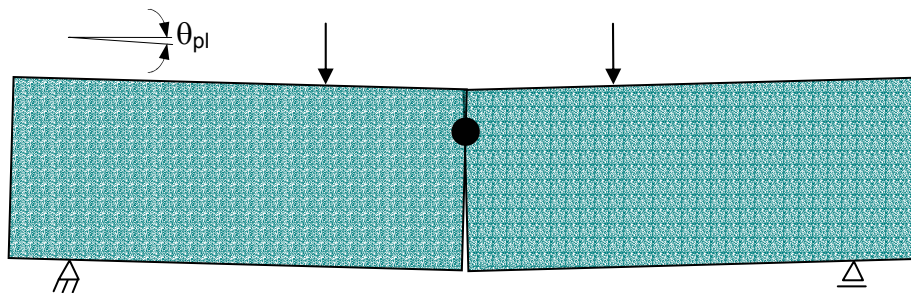


Abb. 5.56: Ausbildung eines plastischen Gelenks bei unbewehrten Proben

Faserbewehrte Proben zeigten im Anschluss an den Bruch ein vollständig anderes Materialverhalten. Das Verformungsverhalten unterscheidet sich hierbei jedoch auch gänzlich vom Verhalten längsbewehrter Stahlbetonbalken. Statt einer Vielzahl von sekundären, durch die Längsbewehrung verteilten Biegezugrissen bildet sich i.d.R. ein initialer Einzelriss aus, der sich mit zunehmender Belastung über den Querschnitt fortpflanzt und aufweitet. Dieses Verhalten führt im Vergleich zu biegezugbewehrten Balken zu einer erhöhten Belastung der Biegedruckzone.

Die im Nachbruchbereich noch aufnehmbaren Lasten und Verformungswege werden im Folgenden in Abhängigkeit vom Fasermaterial diskutiert. Die Betrachtungen zum Fasergehalt erfolgen in Kap. 5.8.5.3.

Bei der Betrachtung der Last-Verformungs-Kurven wird auch für faserbewehrte Proben der plötzliche Abfall der aufnehmbaren Last nach Überschreitung der Bruchlast  $F_U$  offensichtlich. Die nach dem Risseintritt aufnehmbare Last wird im Folgenden als initiale Nachbruchlast  $F_i$  bezeichnet. Wie bereits durch Abb. 5.55 angedeutet, weisen bei gleichem Fasergehalt stahlfaserbewehrte Proben höhere initiale Nachbruchlasten als kunststoffaserbewehrte Proben auf. Hierfür sind die im Vergleich zur SYN MIX<sup>®</sup> - Faser besseren Verbundeigenschaften der WIRE MIX<sup>®</sup> - Faser verantwortlich. So kann die WIRE MIX<sup>®</sup> - Faser aufgrund ihrer höheren Steifigkeit und ihrer gewellten Form einen höheren Auszieh widerstand als die SYN MIX<sup>®</sup> - Faser aktivieren (siehe Beschreibung der Fasereigenschaften in Kapitel 5.3.3).

Der Lastabfall auf die initiale Nachbruchlast ist jeweils mit vergleichsweise großen Verformungen verbunden. Diese Durchbiegungen im Nachbruchbereich bis zur neuerlichen Lastaufnahme werden im Folgenden als initiale Durchbiegung  $\delta_i$  bezeichnet. Während die initiale Durchbiegung der stahlfaserbewehrten Probe mit  $\delta_i = 0,27$  mm noch in etwa dem Wert der Durchbiegung im Bruchzustand  $\delta_0 = 0,25$  mm entspricht, ist für die kunststofffaserbewehrte Probe mit  $\delta_i = 1,67$  mm der ca. 6,6-fache Wert der Durchbiegung im Bruchzustand auszuweisen. Dieser Effekt hängt neben der Aktivierung der Fasern mit der Art der Versuchssteuerung zusammen.

Im Gegensatz zu lastgesteuerten Versuchen zeigen verformungsgesteuerte Versuche beim plötzlichen Entstehen von größeren Verformungen (wie bei dem Eintreten eines Risses) einen Lastabfall, da sich die Proben zunächst der Last entziehen. Können die Lasten innerhalb des Körpers umgelagert werden, so stabilisiert sich die aufnehmbare Last wieder. Die bei der SYNMIX<sup>®</sup>-bewehrten Probe auftretende große initiale Durchbiegung  $\delta_i$  resultiert aus der geringeren Steifigkeit des Fasermaterials und der glatten Formgebung im Vergleich zur WIREMIX<sup>®</sup>-Faser. Generell ist jedoch auch bei einer verbundfördernden Formgebung der Fasern davon auszugehen, dass sich bei Kunststofffasern ein höheres Dehnungsinkrement zur Aufnahme der abzutragenden Last einstellt.

Die Unterschiede in der Dehnsteifigkeit beeinflussen zudem das weitergehende Spannungs-Verformungs-Verhalten im Zustand II. So weist der Graph der kunststofffaserbewehrten Probe in Abb. 5.55 bereits auf ein für diese Faserart symptomatisches Verhalten nach der Lastumlagerung auf die Fasern im Zugbereich hin. Im Gegensatz zu stahlfaserbewehrten Proben stellt sich ein nochmaliger signifikanter Anstieg der aufnehmbaren Lasten bei größeren Dehnungsinkrementen der Fasern ein. So erreicht die in Abb. 5.55 dargestellte Probe ihre maximale Last im Zustand II erst bei einer Durchbiegung von  $\delta \cong 4$  mm. Dies entspricht einer rückgerechneten Dehnung einer horizontal orientierten Faser an der Balkenunterkante von  $\varepsilon \cong 7$  %. Dieser Wert ist geringer als die Bruchdehnung der Faser von  $\varepsilon_{br} = 12 - 24$  %. Dieser Umstand führt in der Folge dazu, dass die insgesamt mögliche Verformung bis zum vollständigen Versagen bei kunststofffaserbewehrten Proben größer ist als bei stahlfaserbewehrten Proben. So weist die kunststofffaserbewehrte Probe im Zustand der Traglast mit  $\delta \cong 21$  mm einen signifikant größeren Verformungsweg als die stahlfaserbewehrte Probe mit  $\delta \cong 10$  mm auf.

Die folgende Abb. 5.57 stellt die Bruchbilder im Zustand der Traglast von stahlfaserbewehrten Proben mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden gegenüber. Kunststofffaserbewehrte Proben weisen grundsätzlich vergleichbare Bruchbilder auf.

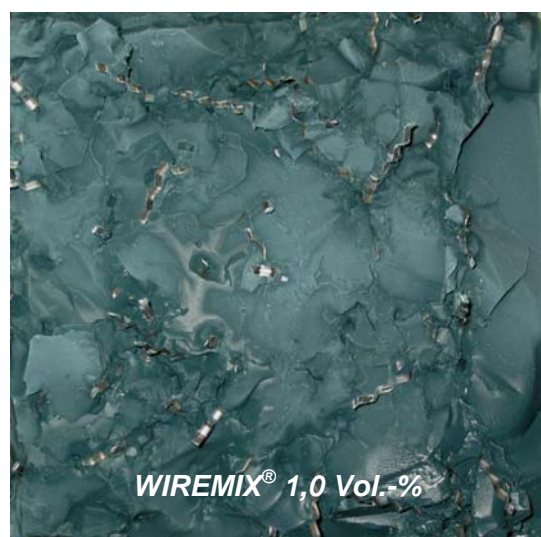
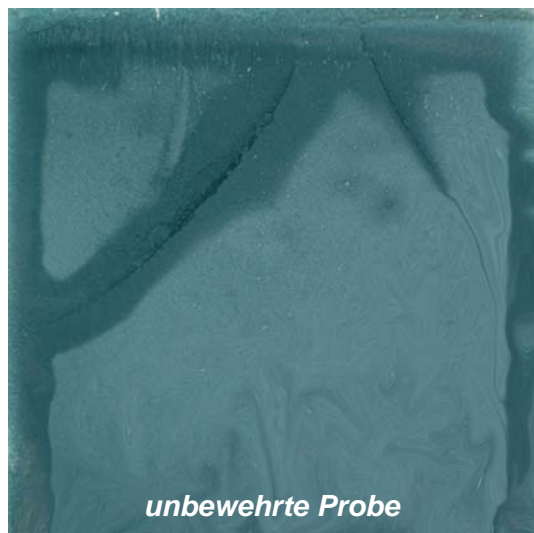
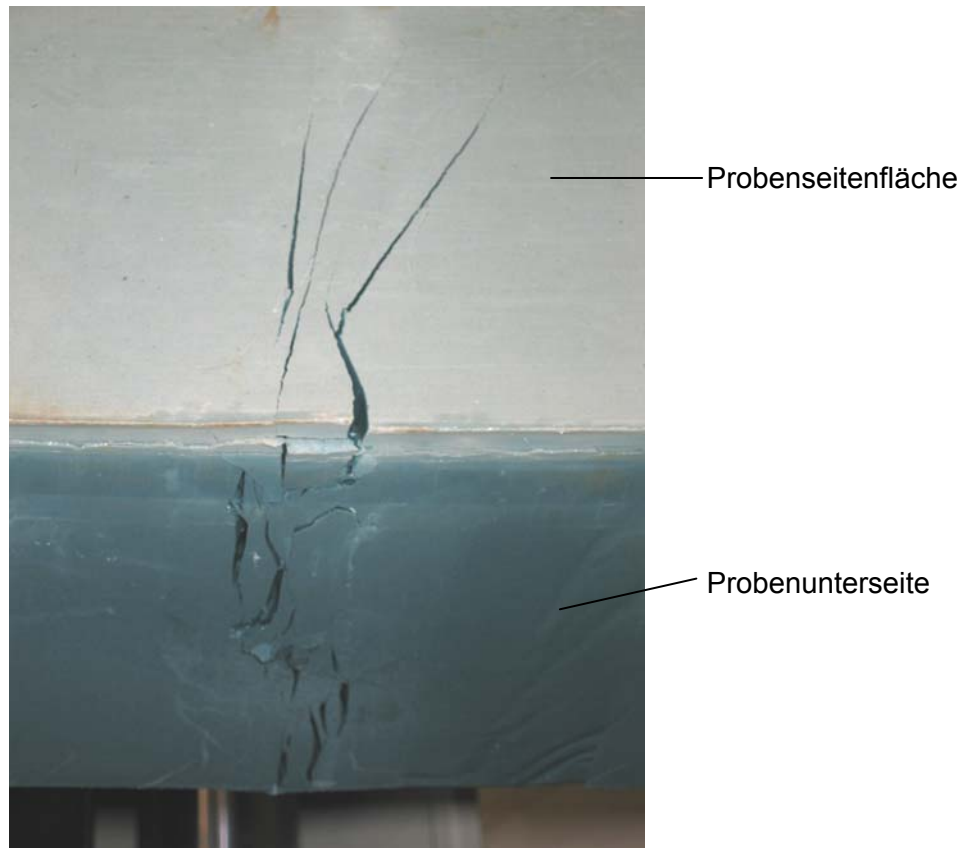


Abb. 5.57: Aufnahmen der Bruchbilder von Proben mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden

Anhand der Aufnahmen wird erkennbar, dass die Bruchfläche der unbewehrten Referenzprobe als quasi-eben zu bezeichnen ist. Die dunkleren Stellen an der Balkenoberkante deuten auf das Auspressen von Porenwasser im Bereich des Druckbogens hin. Das Biegezugversagen ist mit dem Eintreten eines durchgehenden, glatten Trennrisses und somit dem partiellen Verlust der Dichtwirkung gleichzusetzen.

Die faserbewehrten Proben zeigen schollige Teilbereiche mit unebenem Relief. Der Grad der ‚Verschollung‘ - des Öfftens auch als Makrorauigkeit der Risswandungen bezeichnet - nimmt mit ansteigendem Fasergehalt zu. In der Folge kommt es zu sog. ‚Mehrfachrissbildungen‘. Hierbei teilt sich entweder der Initialriss im Inneren des Querschnittes in Sekundärrisse auf oder es stellen sich weitere an der Balkenunterseite beginnende Risse ein. Aus beiden Fällen resultiert ein verzweigtes Rissbild. Ein Beispiel hierfür zeigt eine schräg von unten fotografierte Probe mit einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% ( Abb. 5.58).



*Abb. 5.58: Aufnahme einer gerissenen, schräg von unten fotografierten Probe (Baustoffkombination MI - WIREMIX®)*

Als Folge der ‚Verschollung‘ und der Mehrfachrissbildung entstehen verästelte Risse mit einem wesentlich längeren Durchströmungsweg als bei den ebenen Trennrissen unbewehrter Proben.

Im Weiteren werden in einem ersten Schritt die Eigenschaften der Matrixbaustoffe erörtert und anschließend die Einflüsse von Faserart und -gehalt diskutiert.

#### **5.8.5.2 Charakterisierung der Matrixbaustoffe**

Die Graphen des Spannungs-Verformungs-Verhaltens unbewehrter Matrixbaustoffe folgen den in Abb. 5.59 dargestellten Verläufen.

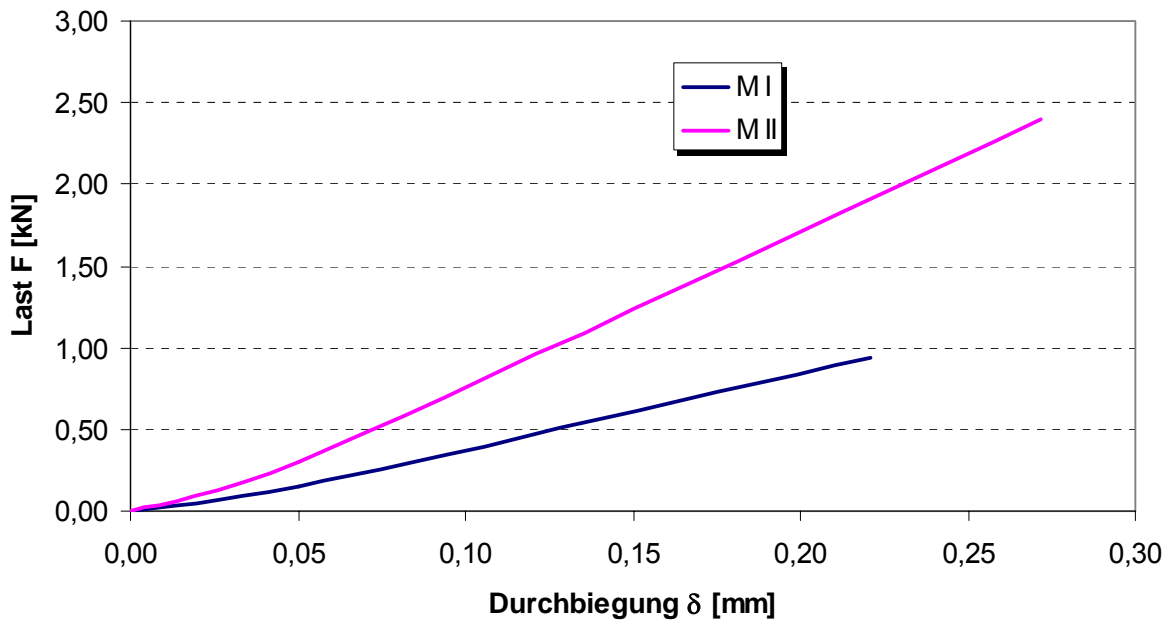


Abb. 5.59: Typische Last-Durchbiegungs-Kurven für die unbewehrten Matrixbaustoffe

Die Festigkeitskennwerte sind in Tab. 5.10 zusammengestellt. Die Daten werden um die zugehörigen Variationskoeffizienten und die Verhältniswerte aus Biegezugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit  $\sigma_B/\sigma_{SZ}$  bzw. einaxialer Druckfestigkeit  $\sigma_B/q_u$  ergänzt.

Tab. 5.10: Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsuntersuchungen der Matrixbaustoffe

		M I	M II
Biegezugfestigkeit $\sigma_B$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,14 ( $\nu = 9,2\%$ )	0,40 ( $\nu = 9,2\%$ )
Durchbiegung im Bruchzustand $\delta_0$	[mm]	0,221 ( $\nu = 15,3\%$ )	0,272 ( $\nu = 12,2\%$ )
Arbeitsvermögen $D^{DWM}_{fl}$	[kNmm]	0,106	0,370
Spaltzugfestigkeit $\sigma_{SZ}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,10	0,25
einaxiale Druckfestigkeit $q_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,05	3,09
Verhältnis $\sigma_B/q_u$	[-]	0,13	0,13
Verhältnis $\sigma_B/\sigma_{SZ}$	[-]	1,4	1,6

Aus den angegebenen Werten werden für die Baustoffe *M I* und *M II* identische Werte für  $\sigma_B/q_u$  ermittelt. Ferner weisen die Verhältniswerte von Biegezug- und Spaltzugfestigkeit  $\sigma_B/\sigma_{SZ}$  vergleichbare Größenordnungen auf. Somit kann auf die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse geschlossen werden.



Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden keine direkten Versuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit  $\sigma_{Zug}$  durchgeführt. Jedoch lassen die in Tab. 5.11 dargestellten Werte auf die direkte Zugfestigkeit schließen und implizieren bei Gegenüberstellung, dass die von BONZEL [1965] (siehe Gl. 5.3) aufgestellte Beziehung auch auf DWM übertragbar ist.

Tab. 5.11: Ableitung der Zugfestigkeit aus der Spalt- und Biegezugfestigkeit

		M I	M II
Zugfestigkeit $\sigma_{Zug}$ (aus $0,75 \cdot \sigma_{SZ}$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,07	0,19
Zugfestigkeit $\sigma_{Zug}$ (aus $0,5 \cdot \sigma_B$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,07	0,20

### 5.8.5.3 Charakterisierung der Verbundbaustoffe

Die folgenden Abb. 5.60, Abb. 5.61 und Abb. 5.62 stellen die Last-Verformungs-Kurven für die untersuchten faserbewehrten Baustoffkombinationen gegenüber. Bei den Einzelgraphen handelt es sich nicht um gemittelte Kurvenverläufe, sondern um repräsentative Einzelversuche, die geeignet sind, das jeweilige Materialverhalten in Abhängigkeit der Matrixbaustoffe und der Fasergehalte zu charakterisieren. Die Graphen der unbewehrten Proben werden wiederum durch die Graphen der bewehrten Proben überdeckt.

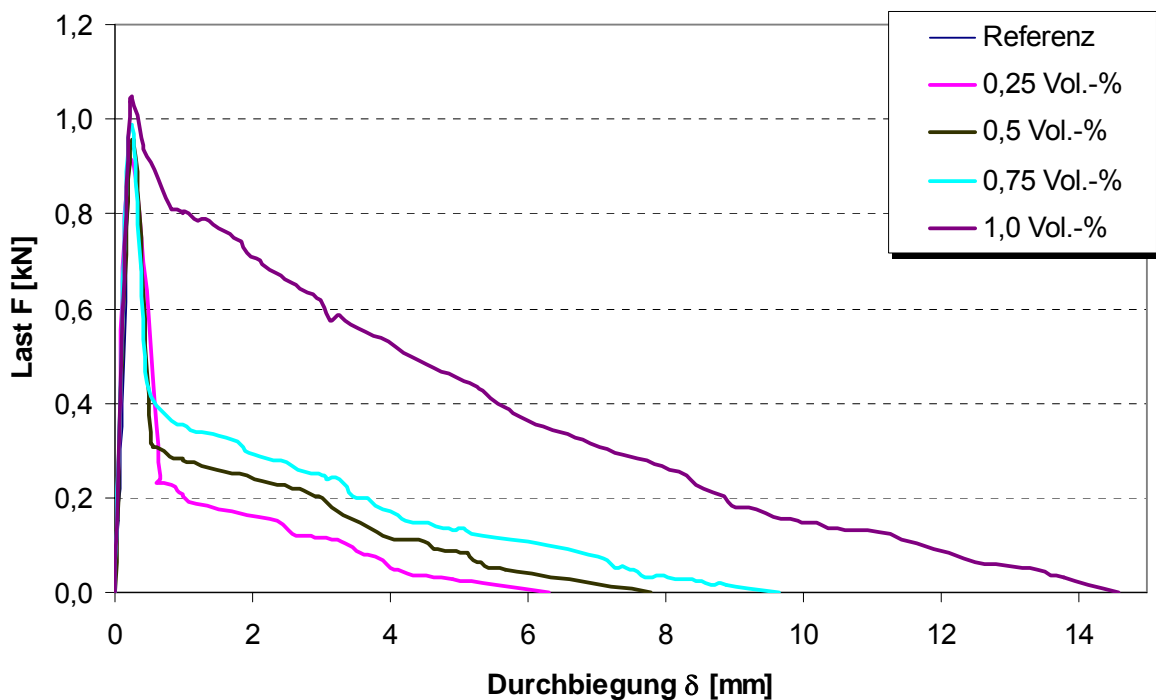


Abb. 5.60: Einfluss des Fasergehaltes auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten (charakteristische Kurvenverläufe der Baustoffkombination M I - WIREMIX®)

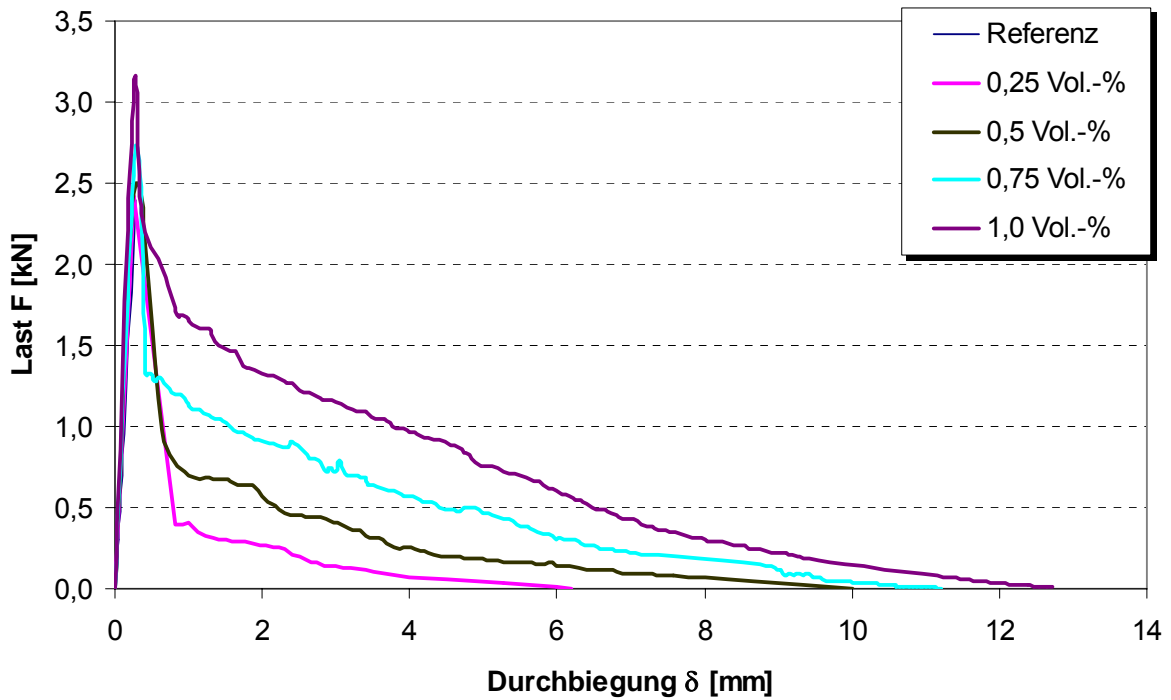


Abb. 5.61: Einfluss des Fasergehaltes auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten (charakteristische Kurvenverläufe der Baustoffkombination M II - WIREMIX®)

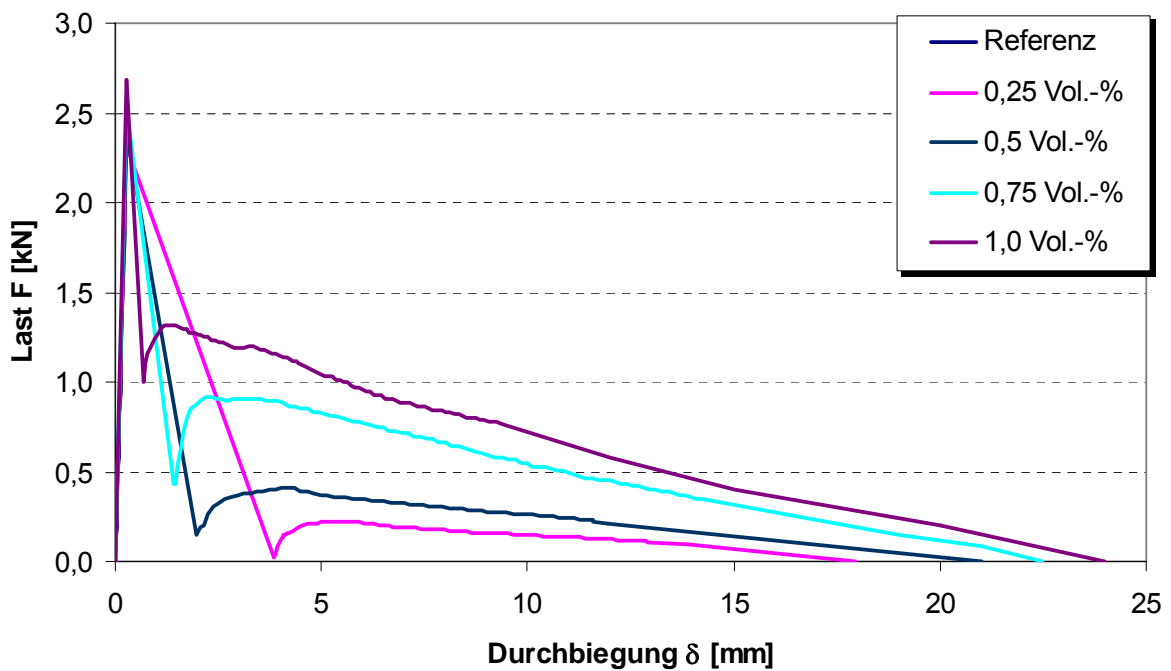


Abb. 5.62: Einfluss des Fasergehaltes auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten (charakteristische Kurvenverläufe der Baustoffkombination M II - SYN MIX®)

Der Einfluss des Fasermaterials auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Verbundbaustoffe wurde in Kapitel 5.8.5.2 anhand einer unbewehrten und zwei mit



0,5 Vol.-% bewehrten Proben aufgezeigt. Die hier dargestellten Kurven in Abhängigkeit des Fasergehaltes folgen grundsätzlich den aufgezeigten Charakteristika. Zur Erörterung des Einflusses des Fasergehaltes auf die Verbundeigenschaften werden die initialen Nachbruchlasten  $F_i$  und initialen Durchbiegungen im Nachbruchbereich  $\delta_i$  gegenübergestellt (siehe Tab. 5.12).

Tab. 5.12: Gegenüberstellung der initialen Nachbruchlasten und initialen Durchbiegungen im Nachbruchbereich

Baustoff-kombination	Fasergehalt [Vol.-%]	initiale Nachbruchlast $F_i$ [% der Bruchlast $F_U$ ]	initiale Durchbiegung $\delta_i$ [mm nach Bruch]
M I - WIREMIX®	0,0	0	$\infty$
	0,25	27	0,42
	0,5	33	0,27
	0,75	45	0,23
	1,0	90	0,19
M II - WIREMIX®	0,0	0	$\infty$
	0,25	16	0,58
	0,5	36	0,37
	0,75	54	0,12
	1,0	75	0,09
M II - SYNMIX®	0,0	0	$\infty$
	0,25	1	3,56
	0,5	6	1,67
	0,75	17	1,14
	1,0	37	0,41

Anhand der Gegenüberstellung wird erkennbar, dass mit steigendem Fasergehalt ein Anstieg der initialen Nachbruchlasten bei gleichzeitigem Absinken der initialen Durchbiegungen zu verzeichnen ist. Hierfür ist grundsätzlich die steigende Anzahl der den Riss kreuzenden Fasern verantwortlich.

Der direkte Vergleich der Kennwerte für den Baustoff *M II* macht den Einfluss der Steifigkeit des Fasermaterials auf die initialen Nachbruchlasten und initialen Durchbiegungen deutlich. So weisen stahlfaserbewehrte Proben schon bei einem geringen Fasergehalt von 0,25 % initiale Nachbruchlasten von  $F_i = 16\%$  auf. Dieser Wert wird von kunststofffaserbewehrten Proben erst bei dem Bewehrungsgrad von 0,75 % erreicht. Je geringer jedoch die initialen Nachbruchlasten sind, desto größer ist das Risiko sich einstellender Mikrorisse. So konnten im Biegezugversuch aufgrund des ‚federnden‘ Verhaltens kunststofffaserbewehrter Proben nach dem Einstellen des ersten großen Risses in der Zugzone auch erste kleinere Abplatzungen in der Druckzone beobachtet werden. Diese Abplatzungen deuten auf plastische Verformungen in der Druckzone hin. Somit ist das Risiko durchgehender Risse bereits vor dem vollständigen Versagen des Elements gegeben. Die beschriebenen plastischen Verformungen der Druckzone werden durch die hohen initialen Durchbiegungen kunststoff-

faserbewehrter Proben begünstigt. Bei stahlfaserbewehrten Proben konnten Abplatzungen im Bereich der Druckzone erst kurz vor dem vollständigen Versagen beobachtet werden. Diese Beobachtung wird durch die vergleichsweise hohen initialen Nachbruchlasten und geringen initialen Durchbiegungen bestätigt.

Zur quantitativen Erfassung des Einflusses der Faserbewehrung auf die Biegezugfestigkeit  $\sigma_B$  wurde die Gegenüberstellung normierter Werte herangezogen. Nachfolgende Abb. 5.63 stellt die Maximalwerte gegenüber.

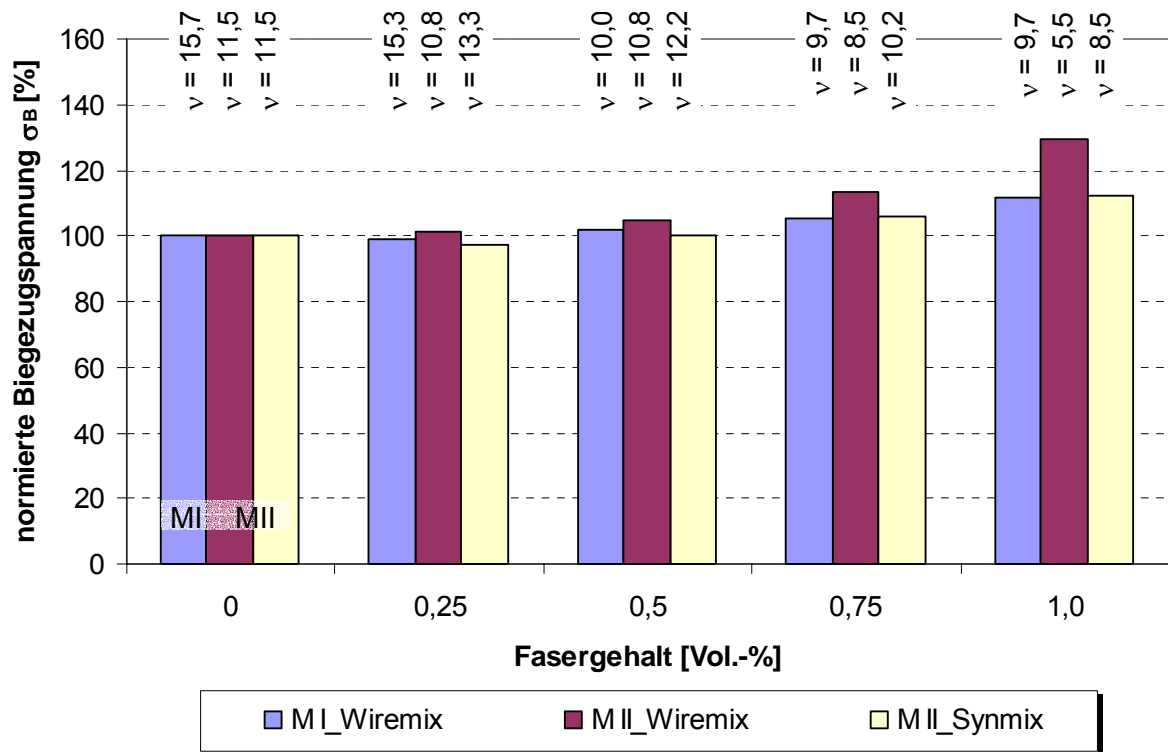


Abb. 5.63: Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Anhand der Gegenüberstellung ist erkennbar, dass die Faserbeimengung tendenziell zu einer Erhöhung der Biegezugfestigkeit führte. Die ausgewiesenen Variationskoeffizienten von  $\nu = 5,5$  % bis 15,7 % weisen unter Berücksichtigung des reduzierten Probenumfanges auf reproduzierbare Versuchsergebnisse hin. Augenfällig bei der Wertung der Variationskoeffizienten ist, dass die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse mit steigendem Fasergehalt zunimmt. Eine Ausnahme hierbei bilden die Proben mit einem Fasergehalt von 0,25 Vol.-%. Hier ist eine Stagnation bzw. geringfügige Verschlechterung der Variationskoeffizienten festzustellen. Diese geringbewehrten Proben weisen zudem teilweise eine geringfügige Verringerung der Festigkeiten auf. Dies betrifft den Matrixbaustoff *MI* und die Baustoffkombination *MI* - SYN MIX®.

Eine zwingende Abhängigkeit der erreichbaren Biegezugfestigkeiten vom Matrixbaustoff kann im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen nicht festgestellt werden. Es wird jedoch grundsätzlich deutlich, dass die Kombination aus dem feststoffreichen Baustoff *MI* und der Stahlfaser WIRE MIX® den größten Festigkeitszuwachs bei

steigendem Fasergehalt bedingt. Dagegen scheint eine Faserbeimengung bei den Baustoffkombinationen aus feststoffarmen Baustoff *M I* und WIREMIX® und dem feststoffreichen Baustoff *M II* und SYN MIX® eher geringe Festigkeitssteigerungen hervorzurufen. Die Steigerungsraten liegen hier auf vergleichbarem Niveau.

Die Durchbiegungen im Bruchzustand  $\delta_0$  sind in Abb. 5.64 gegenübergestellt. Die empirischen Variationskoeffizienten von  $\nu = 7,9\%$  bis  $17,9\%$  lassen grundsätzlich erkennen, dass die Bestimmung der Durchbiegung im Bruchzustand mit größeren Schwankungen als die Bestimmung der Biegezugfestigkeit behaftet ist.

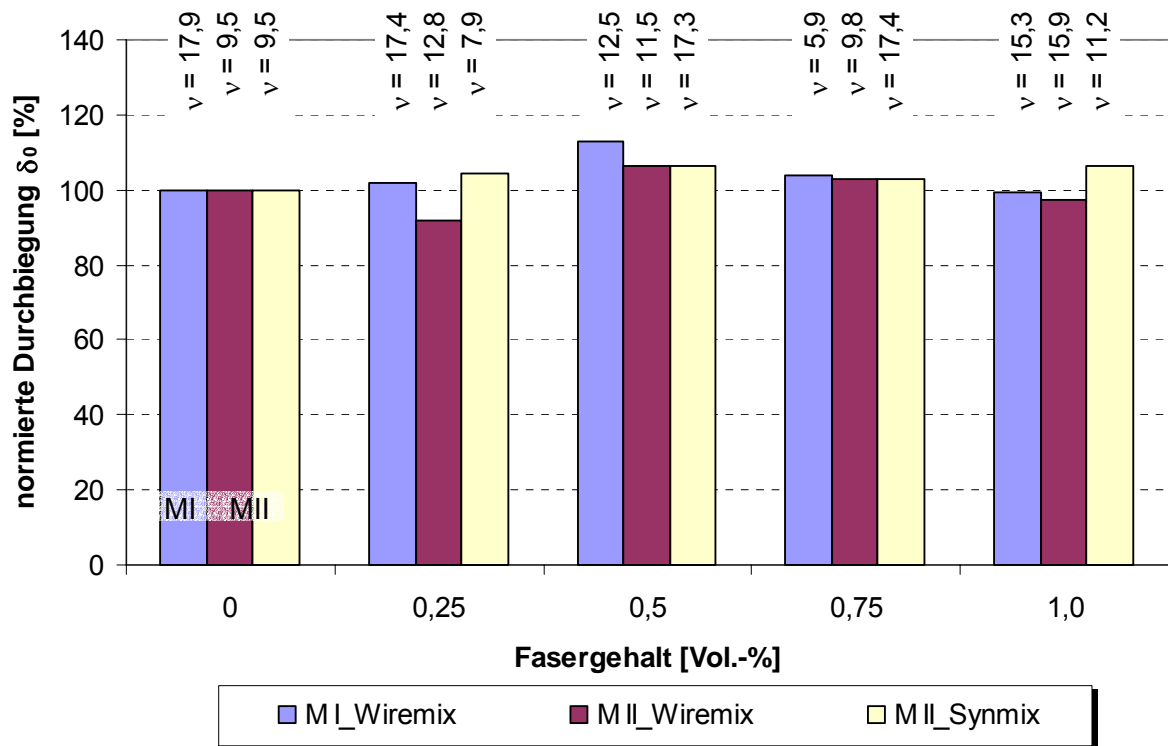


Abb. 5.64: Abhängigkeit der Durchbiegung im Bruchzustand von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Anhand der Darstellung kann keine grundsätzliche Abhängigkeit der Durchbiegungen im Bruchzustand von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe festgestellt werden. Im Detail erscheint es jedoch so, dass bei einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% die größte Steigerung der maximal im Zustand I möglichen Durchbiegung erreicht wird. Diese Angabe ist unabhängig vom Matrix- und Faserbaustoff.

Für die ganzheitliche Beschreibung und Quantifizierung des Einflusses der Faserbewehrung auf die Biegezugseigenschaften wurde die kapazitive Betrachtung des Arbeitsvermögens  $D$  vorgenommen. Die Berechnung erfolgte für die stahlfaserbewehrten DWM wie vorab vereinbart bis zu den Gesamtdurchbiegungen  $\delta_I = 1,0$  mm (siehe Abb. 5.65) und  $\delta_{II} = 6,0$  mm (siehe Abb. 5.66).

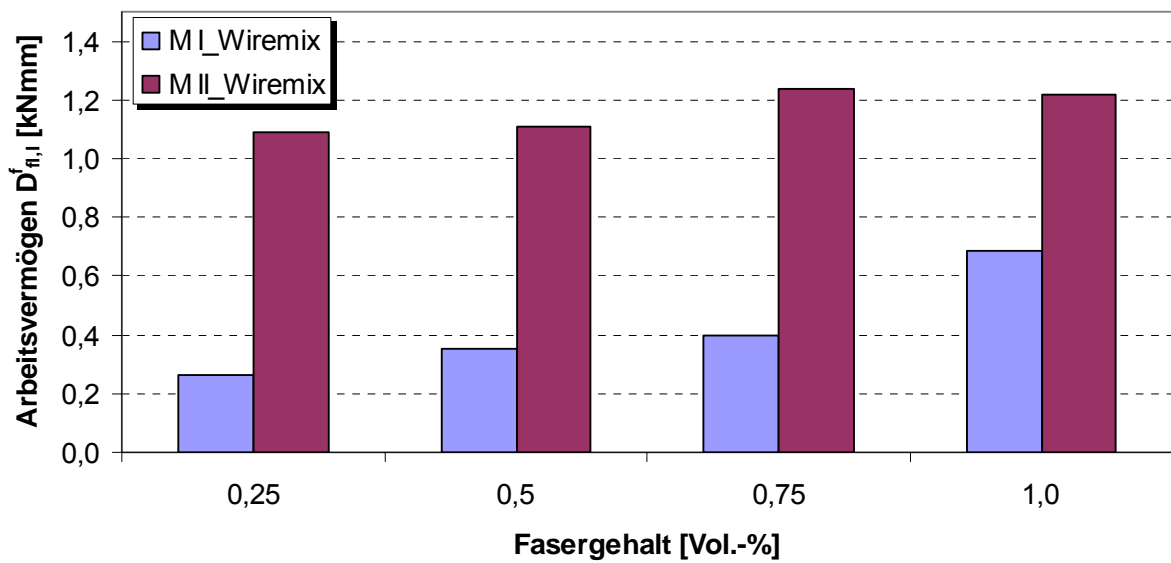


Abb. 5.65: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens (Gebrauchstauglichkeit) von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

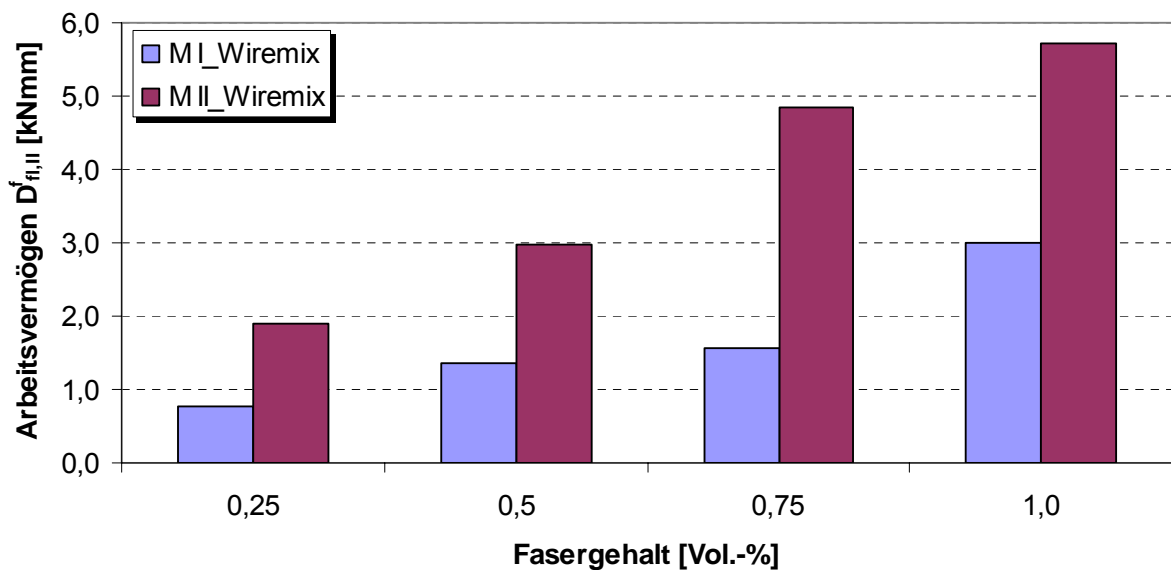


Abb. 5.66: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens (Tragfähigkeit) von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

Aus dem Vergleich der Arbeitsvermögen  $D_{fl,I}^f$  und  $D_{fl,II}^f$  wird sowohl der Einfluss der Zusammensetzung der Matrixbaustoffe als auch der Effekt der unterschiedlichen Zusammensetzung der Verbundbaustoffe deutlich. Während der Einfluss des Fasergehaltes auf das Arbeitsvermögen bis zu einer Gesamtdurchbiegung von  $\delta_I = 1,0$  mm noch vergleichsweise gering ist, kann für den größeren Gesamtdurchbiegungsbereich bis  $\delta_{II} = 6,0$  mm eine erhebliche Steigerungsrate festgestellt werden. Zudem wird deutlich, dass der feststoffreichere Baustoff M II im Vergleich zu M I ein höheres

Arbeitsvermögen aufweist. Dieser Umstand ist vornehmlich dem vom Baustoff *M II* insgesamt aufnehmbaren höheren Spannungsniveau geschuldet.

Die Berechnung des Arbeitsvermögens für die kunststofffaserbewehrten DWM erfolgte wie vorab vereinbart bis zur Gesamtdurchbiegung von  $\delta = 15,0$  mm (siehe Abb. 5.67).

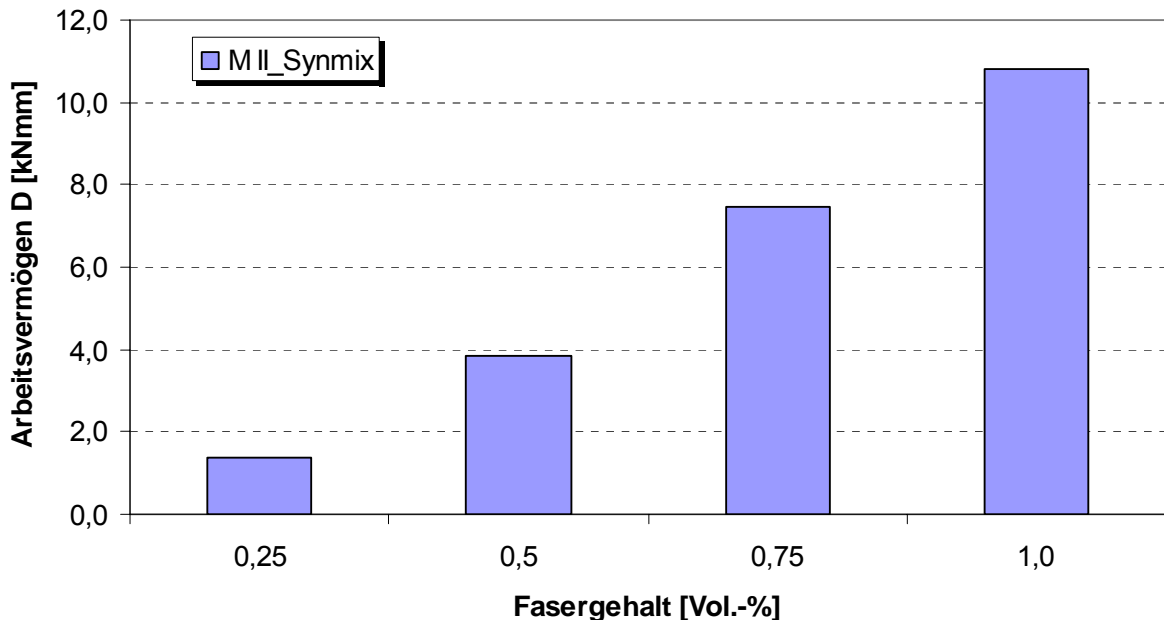


Abb. 5.67: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens für den Baustoff *M II* vom Fasergehalt

In der Darstellung wird im Vergleich zu den stahlfaserbewehrten Proben ein größeres Arbeitsvermögen ausgewiesen. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass der Zuwachs zum einen aus den insgesamt größeren Verformungswegen und zum anderen aus den erheblichen initialen Durchbiegungen resultiert. In diesem Zusammenhang macht Abb. 5.62 deutlich, dass sich ein Großteil des ausgewiesenen Arbeitsvermögens aus dem Flächenanteil vom Bruchzustand des Matrixbaustoffes bis zum Erreichen der initialen Nachbruchlast generiert. Für die richtige Interpretation des Arbeitsvermögens kunststofffaserbewehrter DWM ist daher die Kenntnis des Spannungs-Verformungs-Verhaltens unabdingbar.

### 5.8.6 Baupraktische Bedeutung

Die baupraktische Bedeutung des veränderten Spannungs-Verformungs-Verhaltens wird in Kapitel 6 anhand eines Beispielbauwerkes beschrieben. An dieser Stelle sollen die Auswirkungen auf die Feststoffuntersuchungen des Qualitätsmanagements diskutiert werden.

Im Rahmen des Versuchsprogramms hat sich gezeigt, dass Biegezugversuche sehr gut zur Charakterisierung faserbewehrter DWM geeignet sind. Sie stellen sich jedoch als sehr zeit- und materialintensiv dar. Einaxiale Druckversuche und Spaltzugversuche sind wesentlich einfacher durchzuführen und zudem in jedem bodenmechani-

schen Labor realisierbar. Es bleibt demnach zu klären, ob einaxiale Druckversuche bzw. Spaltzugversuche als Indexversuche zur Substitution von Biegezugversuchen eingesetzt werden können. In diesem Zusammenhang stellen Abb. 5.68 und Abb. 5.69 die Korrelationen zwischen den Arbeitsvermögen aus den potentiellen Indexversuchen und den Biegezugversuchen dar.

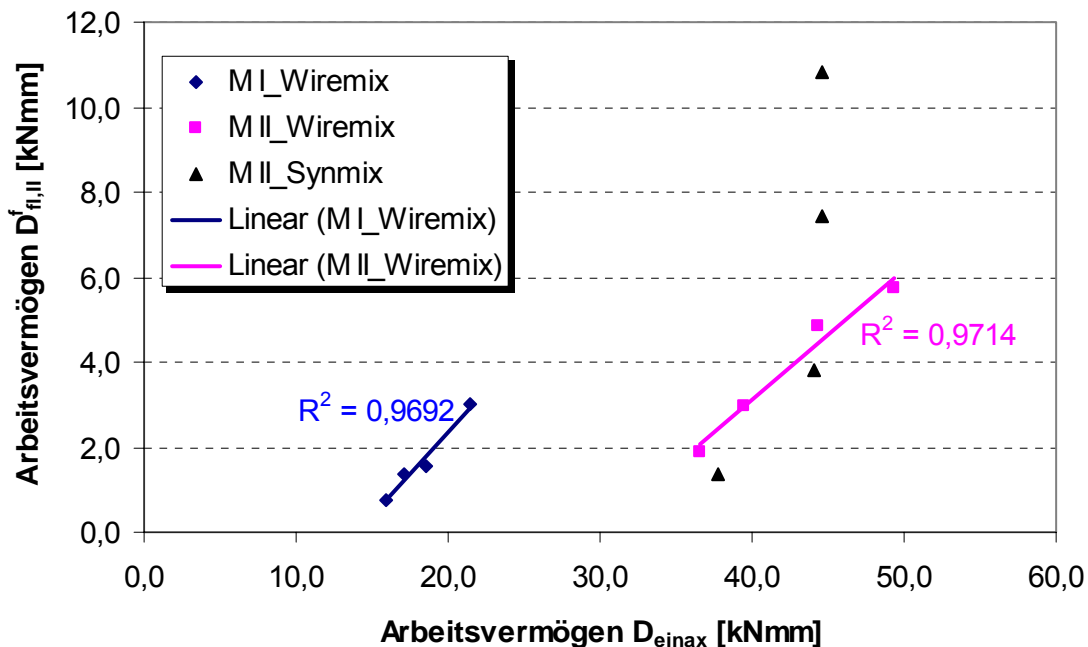


Abb. 5.68: Korrelation der im einaxialen Druckversuch und im Biegezugversuch ermittelten Arbeitsvermögen

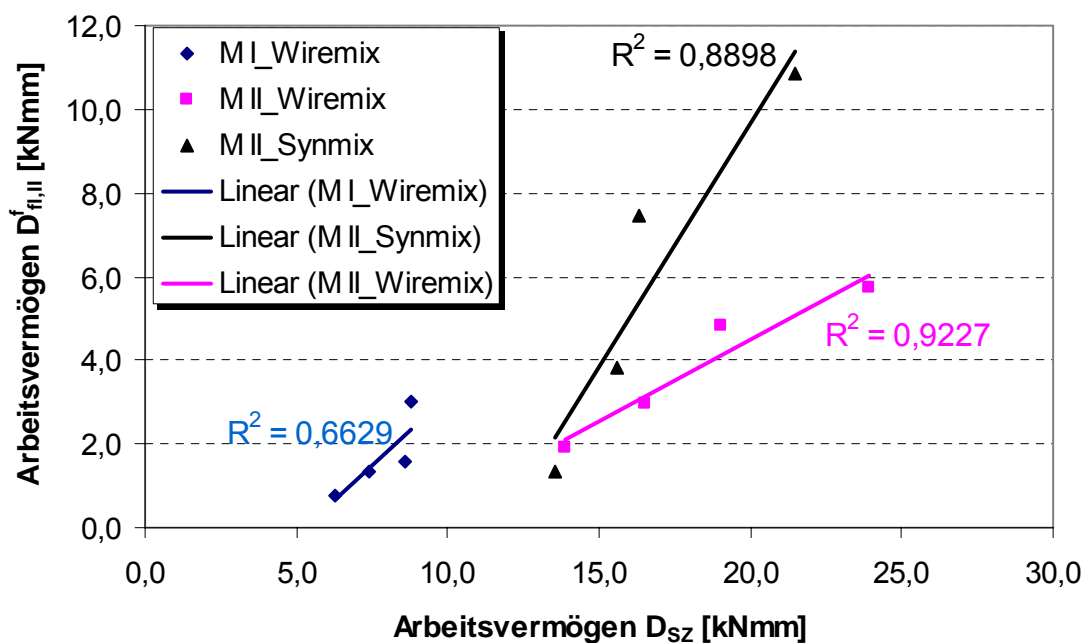


Abb. 5.69: Korrelation der im Spaltzugversuch und im Biegezugversuch ermittelten Arbeitsvermögen

Für stahlfaserbewehrte DWM wird erkennbar, dass sich das aus einaxialen Druckversuchen ermittelte Arbeitsvermögen als Indexgröße zur Substitution von Biegezugversuchen eignet. Mit Bestimmtheitsmaßen von  $R^2 \cong 0,97$  [-] werden lineare Regressionen ausgewiesen. Da die Parameter der Regressionsgeraden unterschiedliche Werte ausweisen, kann gefolgert werden, dass es sich um jeweils materialspezifische Kennwerte handelt. Für kunststoffaserbewehrte DWM konnte keine zielgerechte Korrelation ermittelt werden. Dieser Umstand wird auf das bereits diskutierte Spannungs-Verformungs-Verhalten kunststoffaserbewehrter Proben mit geringen Fasergehalten im Biegezugversuch zurückgeführt.

Die Verwendung des Spaltzugversuchs als Indexversuch erscheint generell als weniger zielführend. Die Ursache hierfür wird in den aus der Versuchsanordnung resultierenden Unsicherheiten in der Charakterisierung des Nachbruchverhaltens gesehen (siehe hierzu auch die diesbezügliche Diskussion in Kap. 5.8).

Zusammenfassend wird der Verwendung von einaxialen Druckversuchen als Indexversuchen der Vorzug gegeben. Offenkundig kann hierbei für stahlfaserbewehrte DWM eine sehr gute Korrelation, für kunststoffaserbewehrte DWM mit höheren Bewehrungsgraden eine gute Korrelation erreicht werden. Die Substitution der aufwendigeren Biegezugversuche setzt eine aus vergleichenden Versuchsreihen resultierende Datenbasis voraus. Die daraus gewonnene Korrelation ist materialspezifisch.

## **5.9 Bestimmung der Durchlässigkeit im unbelasteten und belasteten Zustand**

### **5.9.1 Allgemeines**

Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  stellt die Grundlage für die Bewertung des Durchlässigkeitsverhaltens dar. Der  $k$ -Wert ist aus dem allgemeinen Fließgesetz von DARCY abgeleitet und wird aus dem Quotienten der Filtergeschwindigkeit  $v$  und des hydraulischen Gefälles  $i$  bei laminarer Durchströmung des wassergesättigten Bodens gebildet.

Die gegenwärtige Ausgabe der DIN 18130-1 zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes beinhaltet eine wesentliche Neuerung in Bezug zu früheren Ausgaben. Diese spiegelt sich durch die Einführung von Versuchsklassen (VK) in einer genaueren Spezifizierung der Versuchsrandbedingungen wider. Den Hintergrund für diese detaillierte Neuerung bildet die Kenntnis, dass der Grad der Wassersättigung der Probe und die Entlüftung des Durchflussmediums bei Böden einen Einfluss auf die Durchlässigkeit haben. In einer VK werden Durchlässigkeitsversuche erfasst, die unter jeweils gleichen Bedingungen bezüglich Wassersättigung und Art der Strömung durchgeführt werden (siehe Tab. 5.13). Die höchste Anforderung beinhaltet die nachzuweisende Wassersättigung der Probe und die stationäre Durchströmung mit entlüftetem Wasser. Diese Untersuchungen sind mit einem sehr hohen Aufwand verbunden. Die geringste Anforderung sieht weder eine Wassersättigung, noch stationäre Durchströmungsverhältnisse vor und kann dementsprechend mit einem wesentlich geringeren Aufwand realisiert werden.

Tab. 5.13: Einteilung der Versuche in Versuchsklassen, abhängig von den einzuhaltenden Bedingungen (nach DIN 18130-1)

Versuchsklasse	Wassersättigung nachgewiesen und kontrolliert nach DIN 18137-2	Strömung stationär nachgewiesen
1a	Ja	Ja
1b	Ja	Nein *)
2	Nein	Ja
3	Nein	Nein
*) Die stationäre Strömung wird nicht nachgewiesen. Aufgrund der Versuchsbedingungen, insbesondere aufgrund der vorausgegangenen Phase der Wassersättigung kann aber angenommen werden, dass die Strömung stationär ist.		

Die DIN 18130-1 unterscheidet fünf ausgewählte Versuchsanordnungen, denen die entsprechenden VK zugeordnet sind:

- Untersuchung im Kompressions-Durchlässigkeitsgerät mit statischer Belastung des Probekörpers und veränderlichem hydraulischen Gefälle  
⇒ VK 3
- Untersuchung im Versuchszylinder mit veränderlichem hydraulischen Gefälle  
⇒ VK 3
- Untersuchung im Versuchszylinder mit Standrohren und konstantem hydraulischen Gefälle  
⇒ VK 3
- Untersuchung in der Triaxialzelle mit konstantem hydraulischen Gefälle und
  - a) isotroper statischer Belastung  
⇒ VK 2
  - b) anisotroper statischer Belastung des Probekörpers und Sättigungsdruck  
⇒ VK 1

Die Regelungen der DIN 18130-1 gelten für die Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts von Böden (Lockergestein). Sie werden auch für die Prüfung von DWM angewandt. Es gibt jedoch erhebliche Strukturunterschiede zwischen Böden und DWM, die sich insbesondere in unterschiedlichen Porenzahlen und dem natürlich anstehenden Wassersättigungsgrad der Struktur manifestieren. Somit kann die Notwendigkeit der Übertragung der Restriktionen der DIN 18130-1 für die Prüfung von DWM in Frage gestellt werden. Im Interesse der Verringerung des Versuchsaufwandes galt es daher im Zuge von Voruntersuchungen zu klären, inwieweit auch bei



DWM ein Einfluss der o.g. Randparameter auf die Durchlässigkeit existiert (siehe hierzu auch SCHOLZ et al. [2003 / 2004\_a]).

Der zu betreibende Aufwand zur Sicherstellung der vollständigen Entlüftung des Durchflussmediums und der Wassersättigung der Proben erwies sich als sehr hoch. Die gewonnenen Versuchsergebnisse zeigten für die untersuchten Dichtwand-Fertigbaustoffe jedoch keine baupraktisch relevanten Ergebnisunterschiede zwischen den VK auf. Vielmehr können die ermittelten Differenzen auch in den Bereich von Qualitätsschwankungen natürlich vorkommender Baustoffe eingeordnet werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde daher hauptsächlich auf Durchlässigkeitsbestimmungen in Triaxialzellen und modifizierten Triaxialzellen nach VK 2 zurückgegriffen. Für gesonderte Zusatzuntersuchungen wurde zudem eine modifizierte Standrohrapparatur genutzt. Diese Versuchsanordnung ist in die VK 3 einzuordnen. Anstatt also wenige Untersuchungen mit sehr hohem Versuchsaufwand durchzuführen, wurde eine hohe Anzahl an Teilversuchen je Variationsmöglichkeit bevorzugt. Da hierbei grundsätzlich gleiche Versuchsrandbedingungen realisiert wurden, ist die Vergleichbarkeit der Ergebnisse gegeben.

### **5.9.2 Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und –auswertung im unbelasteten Zustand**

Die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_{10}$  in Triaxialzellen erfolgte in Anlehnung an DIN 18130-1 und unter Beachtung der GDA-Empfehlungen. Der hydraulische Gradient wurde zu  $i = 30$  [-], die Differenz zwischen Zell- und Anströmdruck der Probe zu  $\Delta p = 0,3$  bar festgelegt. Die Temperatur des Durchströmungsmediums betrug ca.  $T \cong 20^\circ\text{C}$ .

Für die Versuchsauswertung wurden Durchflussmengen  $Q$  in bestimmten Zeitabständen gemessen. Anhand der Kenntnis von Probengeometrie  $A$  und hydraulischem Gefälle  $i$  kann der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{10}$  unter Einbeziehung des Korrekturwertes  $\alpha$  zur Berücksichtigung der temperaturabhängigen Zähigkeit des Wassers berechnet werden (siehe Gl. 5.7).

$$k_{10} = \alpha \cdot \frac{Q}{i \cdot A} \quad (\text{Gl. 5.7})$$

### **5.9.3 Versuchsergebnisse – Auswertung und Interpretation**

#### **5.9.3.1 Charakterisierung der Matrixbaustoffe**

DWM sind hinsichtlich ihres Durchlässigkeitsverhaltens einer zeitabhängigen Entwicklung unterworfen. Diese basiert auf den Hydratationsvorgängen des Bindemittelanteils. Nachfolgende Abb. 5.70 stellt die Durchlässigkeitsentwicklung für die untersuchten Dichtwand-Fertigbaustoffe dar.

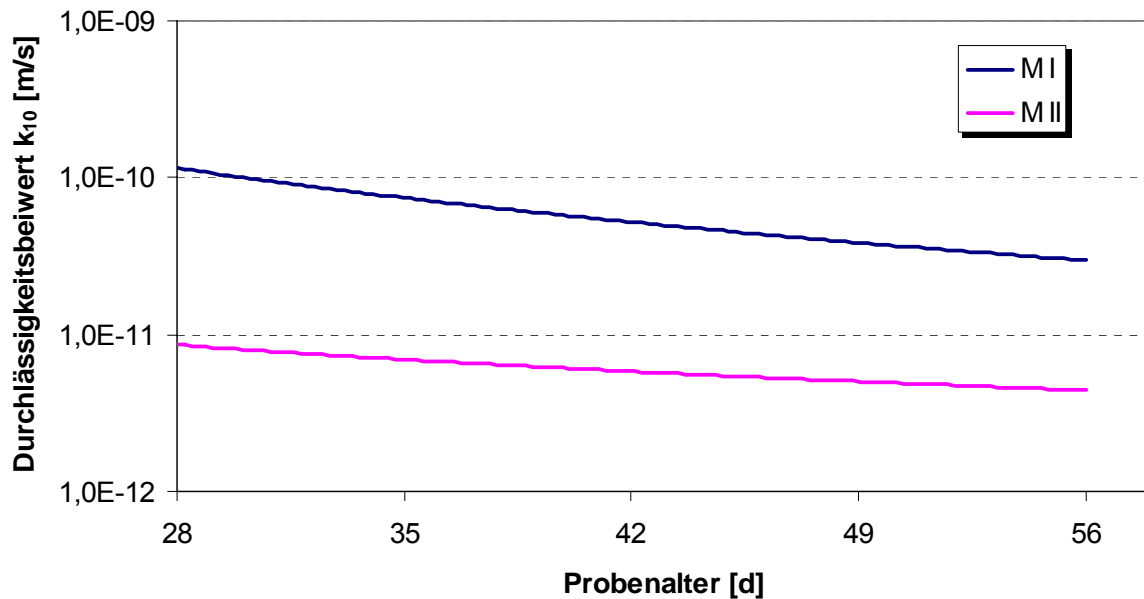


Abb. 5.70: Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes vom Probenalter

Anhand der Darstellung wird das geringe Durchlässigkeitsniveau der verwendeten Baustoffe verdeutlicht. Die geringeren Durchlässigkeitsbeiwerte waren für den feststoffreichen Baustoff *M II* zu dokumentieren. Anzumerken ist, dass die angegebenen Werte im Probenalter von 56 Tagen noch nicht den Enddurchlässigkeiten der Baustoffe entsprechen. Die noch zu erwartenden Durchlässigkeitsverringerungen sind jedoch als eher gering einzustufen. Die im Weiteren erläuterten Untersuchungen zum Einfluss der Faserbewehrung basieren ausschließlich auf Versuchen im Anfangsprobenalter von 28 Tagen.

### 5.9.3.2 Charakterisierung der Verbundbaustoffe

Die Versuchsmatrix zur Bestimmung der Korrelation von Fasergehalt und Durchlässigkeitsbeiwert sah die Beprobung des Verbundbaustoffes *M I* - WIREMIX® vor. Hierbei wurden Fasergehalte zwischen 0,25 und 1,0 Vol.-% realisiert.

Im zugrunde gelegten Fasergehaltsbereich zeigte sich bei den unbelasteten Proben keine Beeinflussung des Durchlässigkeitsbeiwertes durch die Zugabe von Fasern. Die hier im Vergleich zu den Referenzproben festgestellten Abweichungen unterschritten einen Variationskoeffizienten von  $v = 10 \%$ , sodass auf eine neuerliche Darstellung der Entwicklung der Durchlässigkeitsgraphen verzichtet wird.

Grundsätzlich sollte eine Durchlässigkeitserhöhung bei nochmals erhöhter bzw. unsachgemäßer Faserzugabe nicht ausgeschlossen werden. Zur Verifizierung dieser These wurden Zusatzversuche mit Fasergehalten zwischen 1,5 und 2,25 Vol.-% durchgeführt. Derartige Faser-mengen liegen über dem als maximal und sinnvoll erachteten Zugabegrad. Im Ergebnis wurden in mehreren Teilversuchen erhöhte Durchflussmengen festgestellt. Da die Durchlässigkeit der verwendeten Fasermaterialien geringer als die Durchlässigkeit des Matrixbaustoffes ist, sollten hierfür ausge-

prägte Faserkonglomerate in Verbindung mit Störungen der Zementsteinstruktur ursächlich sein. So ist es vorstellbar, dass in dicht verfilzten Faserkonglomeraten die Hydratation des Zementleims behindert wird, da keine ungestörten DWS-Volumina zur Ausbildung der anfangs langen Calciumsilicathydratnadeln (CSH-Phasen) zur Verfügung stehen. Da die CSH-Phasen und deren Verfilzungen den Grundbaustein für die weiterführenden Hydratationsstufen bilden, ist von einer imperfektionsbehafteten Grundmatrix der erhärteten DWM auszugehen. Diese These wird durch einaxiale Druckversuche an Sonderproben mit erhöhten Fasergehalten gestützt, die teilweise bis zu 20% geringere Festigkeitswerte als unbewehrte Referenzproben aufwiesen.

Für die Proben mit erhöhten Faserzugaben werden an dieser Stelle keine gemittelten Durchlässigkeitskurven dargestellt, da für gleiche Fasergehalte teilweise erheblich abweichende Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt wurden. So zeigte ein Teil der Proben Durchlässigkeiten im Bereich von  $k_{10} \cong 1 \times 10^{-09}$  m/s, während andere Proben Werte auf dem Niveau der Referenzproben aufwiesen. Als Ursache für diese Schwankungen sind Unterschiede in der Einbauqualität der Fasern zu sehen.

#### **5.9.4 Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und –auswertung im belasteten Zustand**

Im Rahmen der Arbeit wurden verschiedene Versuchsserien zum Einfluss des Spannungs-Verformungs-Zustandes und des Fasergehaltes auf den sich einstellenden Durchlässigkeitsbeiwert umgesetzt. Das Ziel der Versuche bestand darin, die Proben bis zu einem vorab definierten Zustand zu belasten, diesen Zustand einzuprägen und anschließend die Durchlässigkeit festzustellen. Dabei wurde sowohl auf modifizierte Triaxialzellen als auch auf modifizierte Standrohrversuchsanordnungen zurückgegriffen.

##### **5.9.4.1 Modifizierte Triaxialzelle**

Für Versuche zum Einfluss eines Spannungs-Verformungs-Zustandes auf die Durchlässigkeit eignen sich i.d.R. Stände von triaxialen Scheranlagen. Da die am IGB-TUBS vorhandenen Anlagen jedoch aufgrund der geringen zulässigen Probekörperabmessungen ( $\varnothing_{Probe} = 3,6$  cm /  $h_{Probe} = 7,2$  cm) für die Prüfung faserbewehrter Proben ausscheiden, wurde eine Neuentwicklung umgesetzt (siehe Abb. 5.71). Diese Versuchszelle berücksichtigte die Abmessungen der Fasern und die dauerhafte Einprägung eines Spannungs-Verformungs-Zustandes auf die Probe.

Bei der Konstruktion und Materialauswahl wurde zudem dem Gedanken Rechnung getragen, die Versuchszelle über den Rahmen der vorliegenden Arbeit hinaus für triaxiale Scherversuche und Kriechversuche an faserbewehrten DWM bei hohen Drücken nutzen zu können.

Die Modifikationen der neuen Versuchszelle im Vergleich zu den bestehenden Ständen der triaxialen Scheranlage bestanden in der Vergrößerung der Probekörperabmessungen auf  $\varnothing_{Probe} = 10$  cm /  $h_{Probe} = 20$  cm. Zur dauerhaften Einprägung von Verformungszuständen in die Probe wurde eine biegesteife Quertraverse vorgesehen, die zwischen der Belastungseinrichtung und dem Belastungsstempel angeordnet ist. Die Traverse kann nach dem Erreichen des vorgesehenen Spannungs-Verformungs-

Zustandes arretiert werden. Im anschließenden Versuchsablauf wurde die Versuchszelle aus der Belastungseinrichtung entnommen und für die weiterführenden Durchlässigkeitsuntersuchungen genutzt. Hierbei wurden die in Kap. 5.9.2 beschriebenen Versuchsrandbedingungen und Auswerteroutinen berücksichtigt.

Das Einprägen des Spannungs-Verformungs-Zustandes wurde im Vorversuchsstadium bei gleichzeitigem Wirken von Seitendrücken auf die Probe vorgenommen. Hierdurch sollten in situ wirkende Randbedingungen approximiert werden. Der sich einstellende triaxiale Spannungszustand bedingt jedoch das Eintreten geneigter Scherflächen. Diese Scherflächen beginnen im unteren Drittel und ziehen sich bis ins obere Drittel der Probe (siehe Abb. 5.72a). Dementsprechend steht keine durchgängige Trennfläche für erhöhte Wasserwegsamkeiten über die gesamte Probenhöhe zur Verfügung. Der durchlässigkeitsmindernde Einfluss der Faserbewehrung auf gerissenen Proben kann unter diesen Versuchsrandbedingungen nicht beurteilt werden.

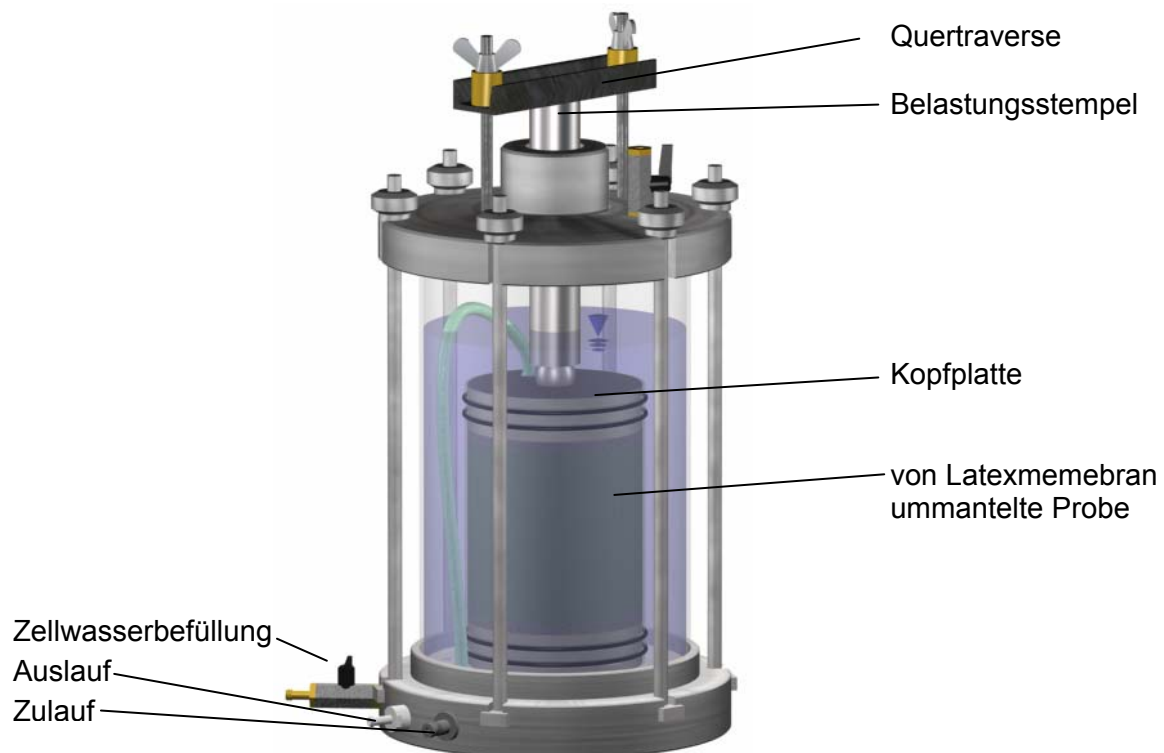
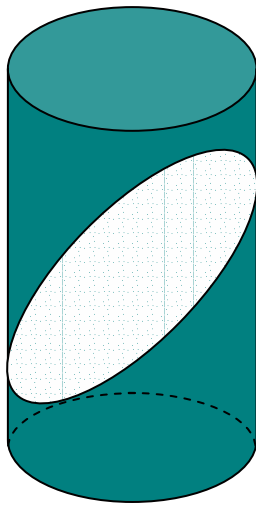


Abb. 5.71: Neuentwicklung der Versuchszellen der Triaxialen Scherstände

Im Zuge der weiteren Vorgehensweise wurden die Versuchsrandbedingungen des einaxialen Druckversuches umgesetzt. Hier stellten sich Versagensformen mit glattflächigen Trennbrüchen von der Probenunter- zur Probenoberseite (siehe Abb. 5.72b) und dementsprechend signifikant erhöhte Durchflussmengen ein. Im Anschluss an das Einprägen des Spannungs-Verformungs-Zustandes wurde zur Minimierung von Wasserumlaufigkeiten ein geringer Seitendruck auf die Latexmembran aufgebracht. Dieser Seitendruck wurde in Anlehnung an die Durchlässigkeitsversuche in Standardtriaxialzellen um  $\Delta p = 0,3$  bar höher als der Strömdruck gewählt. Das in der Zelle befindliche Wasser wurde eingefärbt, um ggf. auftretende Beschädigungen

gen der Latexhülle durch Stahlfasern und somit Verfälschungen des Versuchsergebnisses erkennen zu können.

a) geneigter Scherbruch



b) vertikaler Trennbruch

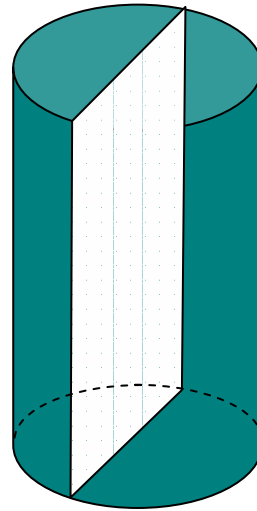


Abb. 5.72: Ausbildung der Bruchflächen bei unbewehrten DWM mit (a) und ohne Seitendruck (b)

#### 5.9.4.2 Modifiziertes Standrohr

Die Versuchsanordnung ‚Modifiziertes Standrohr‘ wurde entwickelt, um den Einfluss von Biegerissen auf die Durchlässigkeit beurteilen zu können. Somit wurde eine Möglichkeit geschaffen, die Balken aus den 4-Punkt-Biegeversuchen in verschiedenen Stadien der Rissentwicklung in Hinsicht auf die Durchlässigkeit zu untersuchen.

Für die Beprobung waren die Balken aus der Biegeversuchseinrichtung zu entnehmen und entsprechend ihres Verformungszustandes aufzulagern und zu arretieren. Anschließend wurde das Standrohr auf die an die Oberseite des Balkens projizierte Rissaustrittslinie gestellt, gedichtet und arretiert (siehe Abb. 5.73). Die Versuche zur Charakterisierung der Rissdurchlässigkeit wurden als ‚Versuche mit fallender Druckhöhe‘ ausgeführt. Die Balken wurden während der Versuchsdurchführung bis zur Oberkante im Wasserbad eingelagert. Somit steht zum einen ein qualifiziertes Ausgangsniveau zur Bestimmung des hydraulischen Gradienten zur Verfügung. Zum anderen wird dem Austrocknen der DWM während der langen Versuchsdauer entgegengewirkt.

Im Zuge der Auswertung werden  $k_{10}$ -Werte für den projizierten Durchströmquerschnitt bzw. Änderungen der Druckhöhen über die Zeit angegeben. Explizite  $k_{10}$ -Werte für den Riss können aufgrund der nicht quantifizierbaren Rissgeometrien nicht ausgewiesen werden. An dieser Stelle ist nochmals darauf hinzuweisen, dass die an der Bauteiloberfläche gemessene Rissbreite nur eine eingeschränkte Aussagekraft über die tatsächlich im Bauteil vorhandene Rissbreite hat. Ursächlich hierfür sind die bereits in Kap. 5.8.5.1 angesprochene Makrorauigkeit der Risswandungen und die Mehrfachrissbildungen.

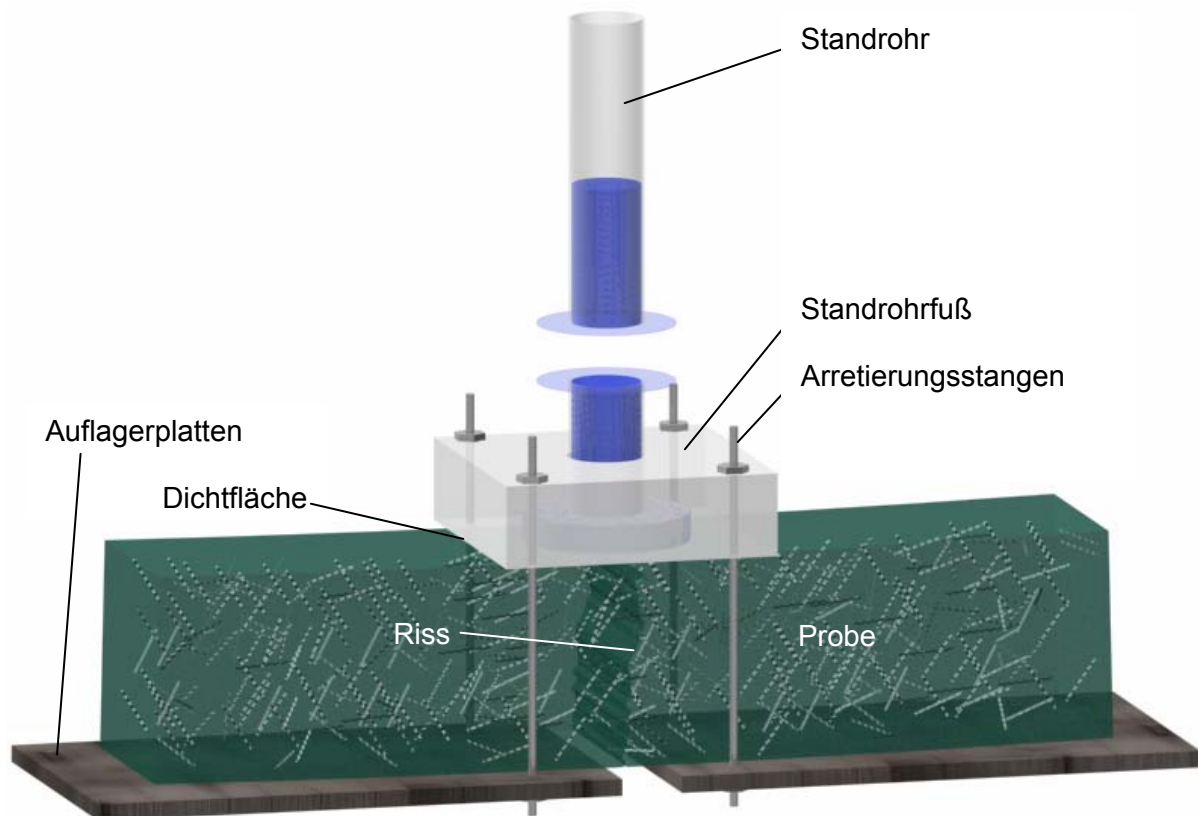


Abb. 5.73: Entwickeltes Standrohr für die Durchlässigkeitsprüfung von Biegerissen

Bei der Versuchsvorbereitung und -durchführung erwies sich die wasserdichte Ausführung der Dichtung zwischen Aufstandsplatte und Balken als problematisch. Hierfür war neben der Krümmung der Balken die Oberflächenbeschaffenheit der DWM verantwortlich. Im Ergebnis konnte mit der gewählten Kombination aus pastösem Dichtmaterial und mechanischem Zusammendrücken von Lastplatte und Balken eine wasserdichte Ausführung bis zu einer hydraulischen Druckhöhe von  $h = 1,50 \text{ m}$  und einer Rissöffnungsweite von  $b_R \cong 6 \text{ mm}$  dauerhaft sichergestellt werden.

## 5.9.5 Versuchsergebnisse – Auswertung und Interpretation

### 5.9.5.1 Charakterisierung der Matrixbaustoffe

Im Zuge der Beprobung der Matrixbaustoffe wurden verschiedene Spannungs-Verformungs-Zustände in die Proben eingeprägt. Nach FEESER / MÜRDERL [2000] treten mikroskopische - und somit visuell nicht erkennbare - Rissbildungen bereits vor dem Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit auf. In diesem Zusammenhang wird ein Spannungsniveau von 50% der Bruchspannung genannt. Explizite Aussagen zu einer beeinträchtigten Durchlässigkeit werden von FEESER / MÜRDERL nicht gemacht, können jedoch gefolgert werden. Zur Überprüfung dieser Folgerung wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit für einen Teil der Proben das Abbruchkriterium zu 50% der Bruchspannung vereinbart. Der andere Teil der Proben wurde bis zum Eintritt des Bruchzustandes belastet. Die Versuche bis zu dem Spannungsniveau von 50% wurden manuell abgebrochen. Die Versuchsbeendigung im Bruchzustand er-

folgte softwaregesteuert durch die Vorgabe des Abbruchkriteriums zu 98 % der Maximallast.

Im Ergebnis zeigte sich, dass die bis zu einem Spannungsniveau von 50% der Bruchspannung belasteten Proben keine signifikanten Durchlässigkeitsänderungen im Vergleich zu unbelasteten Proben aufwiesen. Die hier insgesamt festgestellten Abweichungen unterschritten einen Variationskoeffizienten von  $v = 10 \%$ , sodass auf eine neuerliche Darstellung der Entwicklung der Durchlässigkeitsgraphen verzichtet wird.

Die Gegenüberstellung von unbelasteten Referenzproben und bis zum Bruchzustand belasteten Proben zeigt Abb. 5.74. Bei den Graphen handelt es sich um gemittelte Kurvenverläufe aus mindestens fünf Teilversuchen. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass die Durchlässigkeitskoeffizienten bis zum Bruch belasteter Proben teilweise erhebliche Unterschiede aufwiesen. Dieser Umstand ist der nur schwerlich reproduzierbaren Rissgeometrie geschuldet.

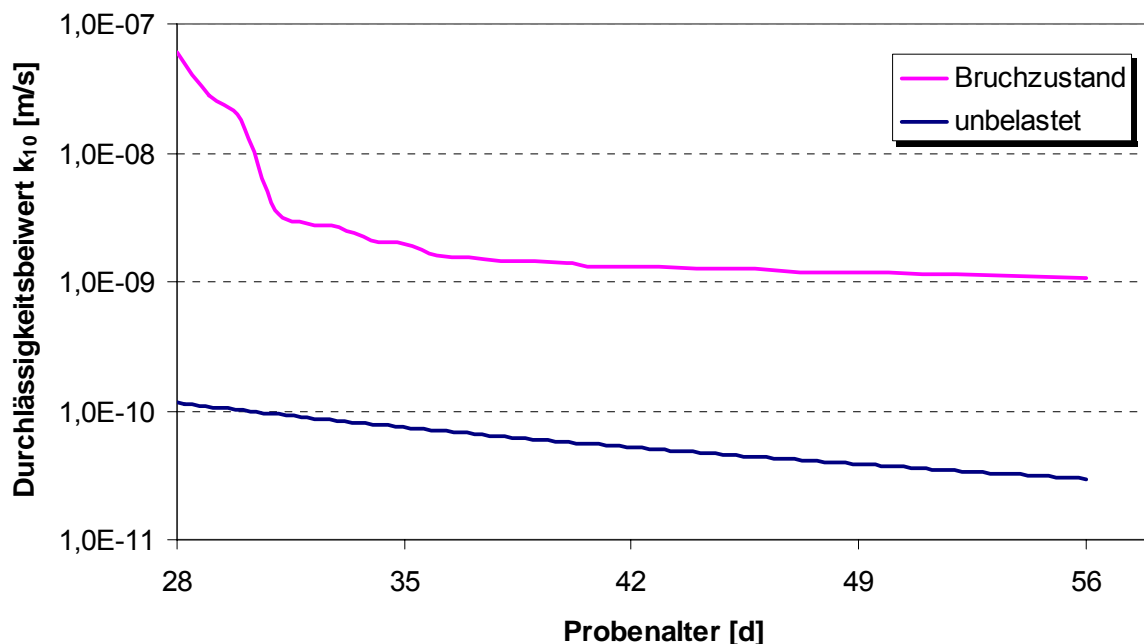


Abb. 5.74: Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes der Gesamtprobe vom Belastungszustand und Probenalter (unbewehrte Proben)

Bei der Betrachtung von Abb. 5.74 wird grundsätzlich deutlich, dass der auf die Gesamtprobe bezogene Durchlässigkeitsbeiwert bis zum Bruch belasteter Proben deutlich größer als der Durchlässigkeitsbeiwert unbelasteter Proben ist. Insbesondere die hohe Anfangsdurchlässigkeit lässt auf eine erhebliche Rissbreite schließen. Der Graph der belasteten Probe zeigt jedoch bereits nach Durchströmungsbeginn ein deutliches Selbstheilungsvermögen (siehe in diesem Zusammenhang auch SCHOLZ [2001]).

### 5.9.5.2 Charakterisierung der Verbundbaustoffe

#### Versuche in modifizierten Triaxialzellen

Die Versuchsmatrix zur Bestimmung der Korrelation von Fasergehalt und Durchlässigkeitsbeiwert sah Fasergehalte zwischen 0,25 und 1,0 Vol.-% vor. Die ermittelten Graphen der Durchlässigkeitsentwicklung der Gesamtproben sind in Abb. 5.75 gegenübergestellt.

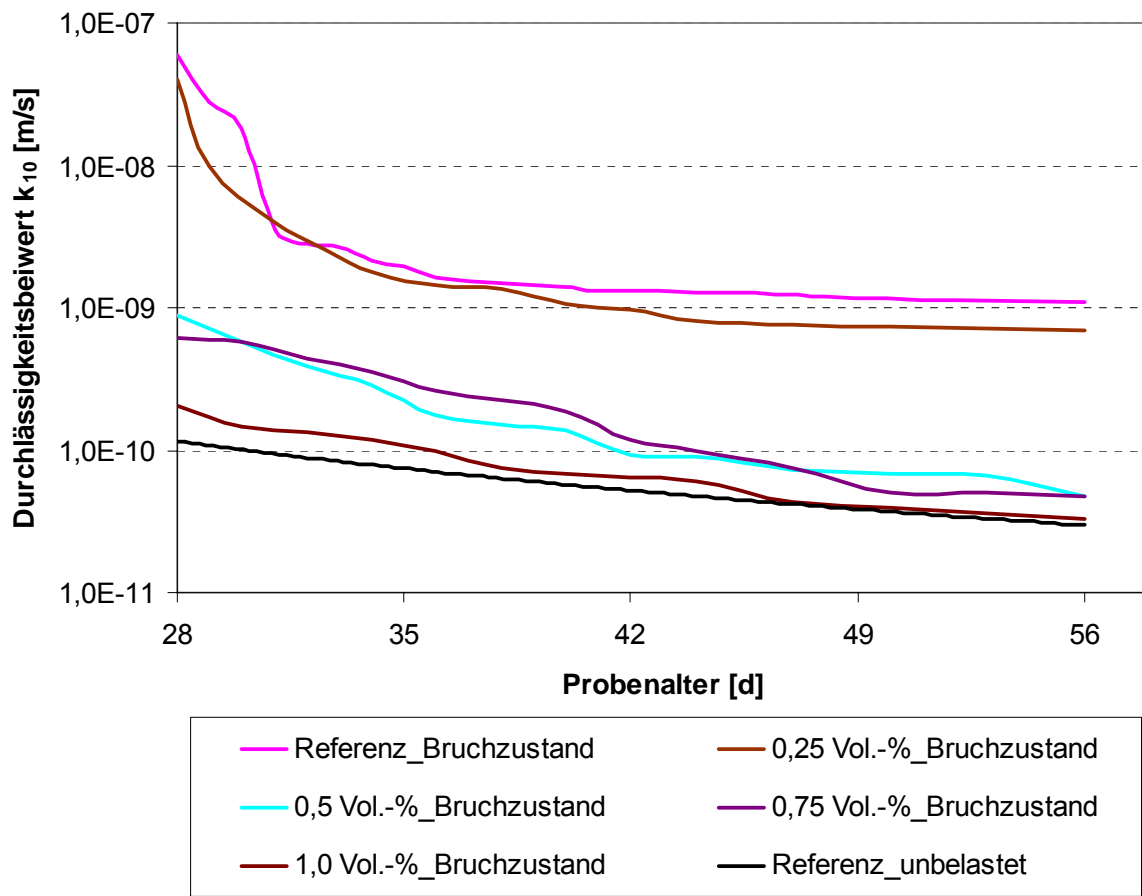


Abb. 5.75: Abhängigkeit des Durchflussbeiwertes vom Fasergehalt (Verbundbaustoff MI – WIREMIX®)

Die Gegenüberstellung verdeutlicht eine Abhängigkeit der Durchlässigkeitsbeiwerte vom Faserbewehrungsgehalt. Während die mit 0,25 Vol.-% bewehrten Proben noch Durchlässigkeiten auf dem Niveau der unbewehrten Proben aufweisen, ist für weiter ansteigende Fasergehalte eine signifikante Durchlässigkeitsverminderung evident. Die Durchlässigkeitsverminderung in Abhängigkeit vom Fasergehalt wird auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten (siehe hierzu auch Abb. 5.36) und die hieraus resultierenden Bruchfiguren (siehe hierzu auch Abb. 5.37) der verschiedenen konditionierten Verbundbaustoffe zurückgeführt. So wurde bereits in Kap. 5.7.3.2 abgeleitet, dass sich durch den Einfluss der Faserbewehrung eine Behinderung der Querdehnung ergibt. Die These wird nochmals durch die hier verwendeten Proben mit  $h/d = 2$  und deren Rissbilder bestätigt. Abb. 5.76 zeigt zur Unterstützung dieser These die



Rissbilder durchströmter Proben. Wiederum versagten die faserbewehrte Proben ab einem Bewehrungsgrad von 0,5 Vol.-% in einem scherbruchähnlichen Verhalten.

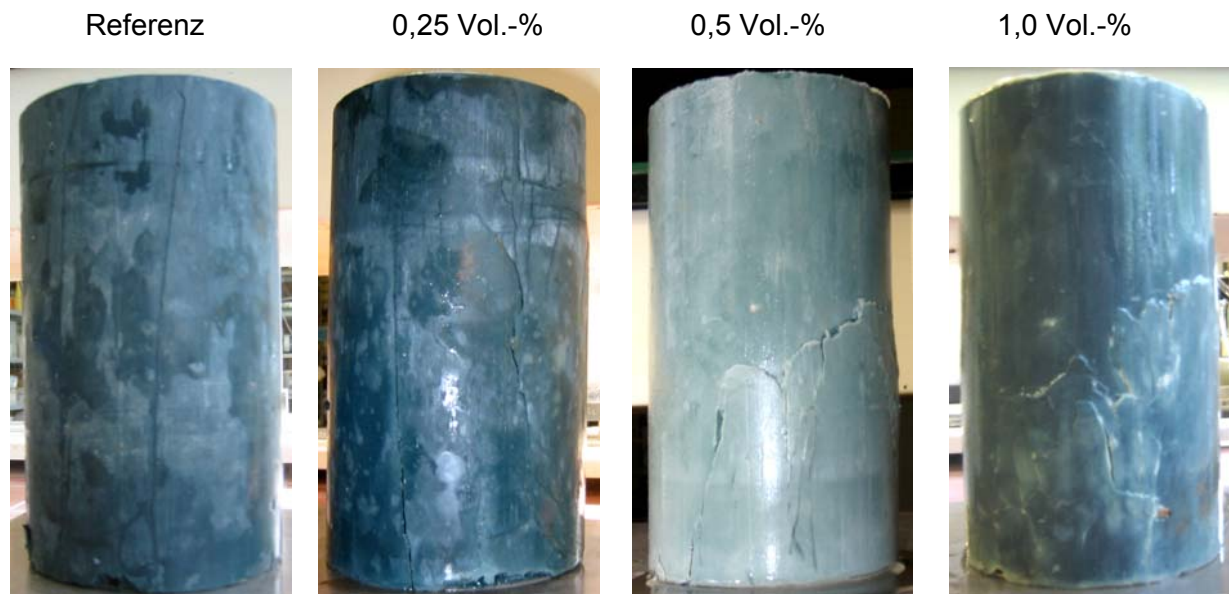


Abb. 5.76: Bruchbilder

### **Versuche mit modifizierten Standrohren**

Die Versuche mit modifizierten Standrohren wurden als Zusatzuntersuchungen mit eingeschränktem Prüfumfang durchgeführt. Dieser verringerte Prüfumfang resultierte vornehmlich aus den langen notwendigen Versuchszeiträumen zur Durchlässigkeitsbestimmung. So ergäbe sich aufgrund des geringen hydraulischen Gefälles für eine ungerissene Probe mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{10} = 1 \times 10^{-10}$  m/s bei einem zugrunde gelegten Mindestspiegelsunk von  $\Delta h = 1$  cm eine theoretische Versuchsdauer von ca. 115 Tagen. Da während dieses Zeitraumes der Bindemittelanteil der DWM weiter hydratisiert und sich dementsprechend die Durchlässigkeit fortschreitend verringert, ist in der Praxis von noch längeren Versuchszeiträumen auszugehen.

Die Untersuchungen wurden in der Folge an Balken in verschiedenen Stadien der Rissentwicklung durchgeführt. Die in Tab. 5.14 getroffenen Angaben zur Durchlässigkeit beziehen sich jeweils auf den projizierten Strömquerschnitt.

Da die DWM im Vergleich zum Riss als quasi-undurchlässig anzusehen ist, kann die für den Trennriss angegebene Durchlässigkeit in erster Näherung der Rissdurchlässigkeit gleichgesetzt werden. Für die nicht vollständig gerissenen Balken wurde die Durchlässigkeit der ungerissenen Druckzone bestimmt. Dementsprechend ergibt sich hier in etwa die Substanzdurchlässigkeit der verwendeten DWM.

Tab. 5.14: Gegenüberstellung von Rissentwicklung und abgeleiteter Durchlässigkeit

Stadium der Rissentwicklung [% der Balkendicke]	Versuchsdauer t	Abgeleitete Durchlässigkeit k [m/s]
100 % - vollständiger Trennriss	98 s ( $\Delta h = 150$ cm)	$1,3 \times 10^{-03}$
$\cong 90$ %	416 h ( $\Delta h = 1$ cm)	$8,3 \times 10^{-11}$
$\cong 70$ %	970 h ( $\Delta h = 1$ cm)	$5,0 \times 10^{-11}$

## 5.10 Sonderversuche zur Simulation in situ wirkender Randbedingungen

### 5.10.1 Allgemeines

Die bislang beschriebenen Untersuchungen wurden an ‚Nullmischungen‘ (siehe Abb. 5.1) durchgeführt. Im Interesse der Praxisrelevanz wurden zusätzliche Sonderuntersuchungen an Arbeitsmischungen realisiert, die den direkten und indirekten Einfluss des Grundwassers und eines aushubbedingten Bodeneintrags auf die Feststoffeigenschaften der DWM berücksichtigen.

Die Details zur Einmischung des Bodens wurden in Kap. 5.3.2 erläutert. Eine Diskussion zum direkten Einfluss des Grundwassers auf die Feststoffeigenschaften von DWM enthält Kap. 2. Somit gilt es, im Rahmen des vorliegenden Kapitels theoretische Hintergründe zum indirekten Einfluss des Grundwassers (Entzug der Feuchtigkeit) aufzuzeigen. Hierzu sei einleitend folgendes angeführt:

Während der Erhärtung der DWS im Schlitz muss ein ausreichendes Wasserangebot für den Hydratationsprozess des Bindemittels zur Verfügung stehen. Im Nachgang ist die ausgehärtete DWM dauerhaft vor dem Austrocknen zu schützen. Dieser Schutz kann unterhalb des Grundwasserspiegels dauerhaft, oberhalb des Grundwassers durch den natürlichen Wassergehalt des Bodens i.d.R. als gegeben angesehen werden. Bei einseitiger Freilegung der Dichtwand - wie sie bei einer temporären faserbewehrten Dichtwand durchaus in Betracht zu ziehen ist - wäre die DWM den Witterungseinflüssen aus Wind und Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Im Rahmen der Sonderversuche galt es daher zu klären, ob die im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendeten Fasern die von DEUSE ET AL. [2003] beschriebenen Auswirkungen auf das Austrocknungsverhalten haben. Darüber hinausgehend wurde die Wirksamkeit chemischer Verdunstungsschutzmittel untersucht.

Die Versuchsmatrix der Sonderuntersuchungen sah ausschließlich die Beprobung des Verbundbaustoffes *M I* - WIREMIX® vor.

### 5.10.2 Einfluss des Bodeneintrags und der Grundwassertemperatur

#### 5.10.2.1 Allgemeines und Versuchsdurchführung

Die Sandbeimengung erfolgte im Anschluss an die Aufbereitung der DWS mit einem Propellerrührer über einen Zeitraum von je 5 Minuten bei 500 Umdrehungen je Minute.

Die Probenlagerung bei  $T = 10^{\circ}\text{C}$  erfolgte in einer wärmeisolierten Versuchskammer. Im oberen Bereich der Versuchskammer befindet sich ein Kühlaggregat. Um eine Pufferwirkung gegen Temperaturspitzen zu erzielen, ist der Luftraum zwischen dem Kühlaggregat und den Proben (Lagerungsbehälter) ausreichend dimensioniert. Die Temperatur wurde mit einer für diese Zwecke entworfenen Mess- und Regelapparatur bei einer maximalen Temperaturabweichung von  $\Delta T = \pm 1 \text{ K}$  eingestellt.

Die Feststoffuntersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten und zur Durchlässigkeit wurden wie in den vorangestellten Kapiteln beschrieben durchgeführt.

#### **5.10.2.2 Versuchsergebnisse – Auswertung und Interpretation**

Im Zuge der Auswertung der Feststoffuntersuchungen wurden Unterschiede im Spannungs-Verformungs-Verhalten zwischen den Null- und Arbeitsmischungen festgestellt. Diese bezogen sich weniger auf die Charakteristika der Versuchskurvenverläufe als auf die erreichten Kennwerte.

##### ***Einaxialer Druckversuch***

Für die mit Sand versetzten Proben (im Folgenden als *M IA* bezeichnet) ist im Vergleich zu den Nullmischungen von *M I* eine ca. 30%ige Erhöhung der Bruchspannungen bei ca. 20%iger Verringerung der Bruchstauchungen erkennbar. Die Bruchstauchungen lagen somit auf dem Niveau des Baustoffes *M II*. Die Bruchspannungen des Baustoffes *M IA* sind jedoch wesentlich geringer als die von *M II* erreichten Werte.

Die bei  $T = 10^{\circ}\text{C}$  gelagerten Proben (im Folgenden als *M IB* bezeichnet) wiesen im Vergleich zu bei  $T = 20^{\circ}\text{C}$  gelagerten Proben um ca. 50 % geringere Bruchspannungen bei vergleichbaren Bruchstauchungen auf. Die hier festgestellten Unterschiede sind mit den von SCHULZ [1998] ausgewiesenen Ergebnissen vergleichbar.

Zum Aufzeigen des Einflusses der Sandbeimengung und der Temperatur wurde die kapazitive Betrachtungsweise des Spannungs-Verformungs-Verhaltens anhand des Arbeitsvermögens herangezogen (siehe Abb. 5.77).

Aus dem Vergleich der Arbeitsvermögen wird sowohl der Einfluss der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe als auch der Lagerungsbedingungen offenkundig. Grundsätzlich ist eine Differenzierung zwischen den unbewehrten Matrixbaustoffen durchzuführen. Hierbei wird zum einen deutlich, dass der Baustoff *M IA* im Vergleich zu *M I* über ein gesteigertes Arbeitsvermögen verfügt. Zum anderen wird erkennbar, dass der Baustoff *M II* bei gleichem Feststoffgehalt wie *M IA* ein geringeres Arbeitsvermögen aufweist. Dieser Umstand ist der geringeren Bruchstauchung  $\varepsilon_{br}$  und dem häufigen Auftreten von Sprödbrüchen bei *M II* geschuldet. Bei dem Baustoff *M IA* traten keine Sprödbrüche auf.

Der bei  $T = 10^{\circ}\text{C}$  gelagerte Baustoff *M I* (*M IB*) verfügt entsprechend der geringeren Druckfestigkeit über das geringste Arbeitsvermögen. Im Nachbruchbereich zeigen sich die Proben jedoch duktiler als die bei  $T = 20^{\circ}\text{C}$  gelagerten Proben, sodass das

Arbeitsvermögen  $D_{T=10^{\circ}\text{C}} > 0,5 \times D_{T=20^{\circ}\text{C}}$  ist. Diese Wertung gilt sowohl für die unbewehrten als auch für die faserbewehrten Proben.

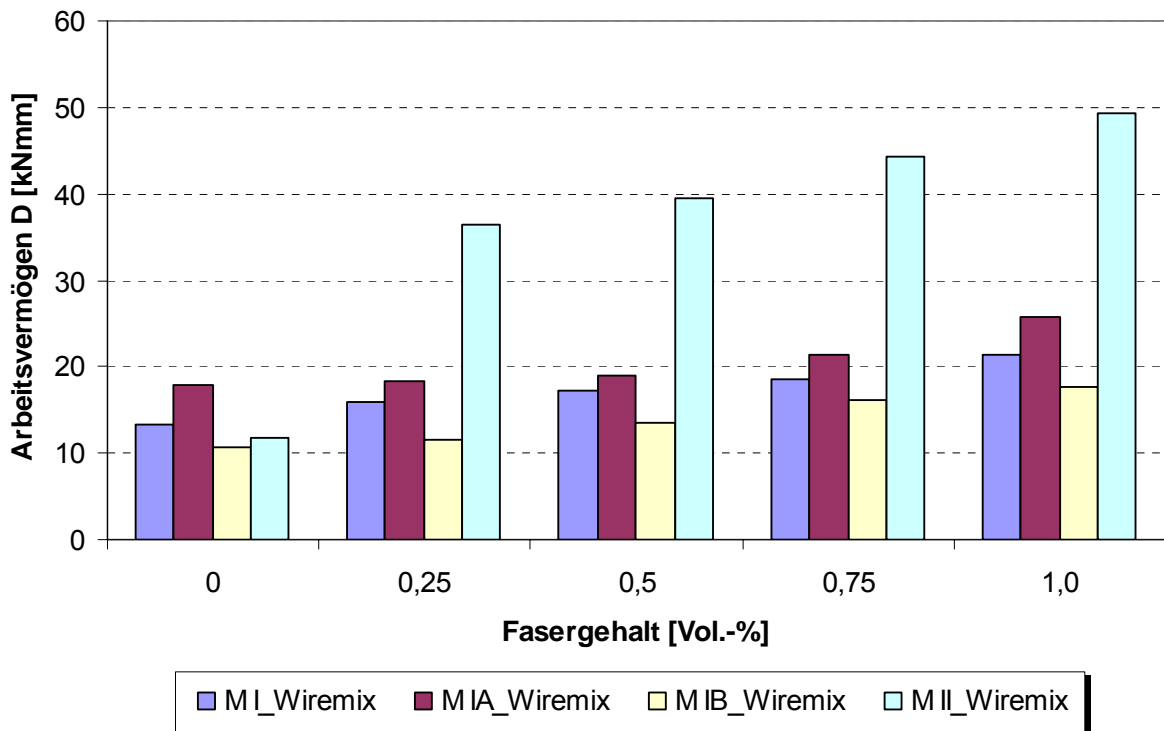


Abb. 5.77: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens im einaxialen Druckversuch von der Zusammensetzung und den Lagerungsbedingungen der Verbundbaustoffe

Die Faserzugabe wirkt sich in unterschiedlicher Quantität auf das Arbeitsvermögen der Verbundbaustoffe aus. Während die Faserzugabe bei den Matrixbaustoffen *M I* und *M IA* zu eher geringen Duktilitätszunahmen führt, wird bei *M II* eine signifikante Zunahme der Duktilität ermittelt. Für den Baustoff *M IB* sind durch die Faserzugabe vergleichbare Duktilitätssteigerungen wie für *M I* festzustellen.

### Spaltzugversuch

Im Zuge der Spaltzugversuche ließen die mit Sand versetzten Proben im Vergleich zu den Nullmischungen von *M I* eine ca. 15%ige Erhöhung der Spaltzugfestigkeiten bei ca. 10%iger Verringerung der Bruchstauchungen erkennen.

Die bei  $T = 10^{\circ}\text{C}$  gelagerten Proben wiesen im Vergleich zu den bei  $T = 20^{\circ}\text{C}$  gelagerten Proben um ca. 20 % verringerte Spaltzugfestigkeiten bei ca. verdreifachten Bruchstauchungen auf. Die Betrachtung des Arbeitsvermögens erfolgt in Abb. 5.78.

Aus dem Vergleich der Arbeitsvermögen im Spaltzugversuch kann wiederum eine Differenzierung zwischen den unbewehrten Matrixbaustoffen durchgeführt werden. Hierbei wird zum einen deutlich, dass der Baustoff *M IA* im Vergleich zu *M I* über ein gesteigertes Arbeitsvermögen verfügt. Zum anderen wird erkennbar, dass der Baustoff *M II* bei gleichem Feststoffgehalt wie *M IA* ein höheres Arbeitsvermögen aufweist.

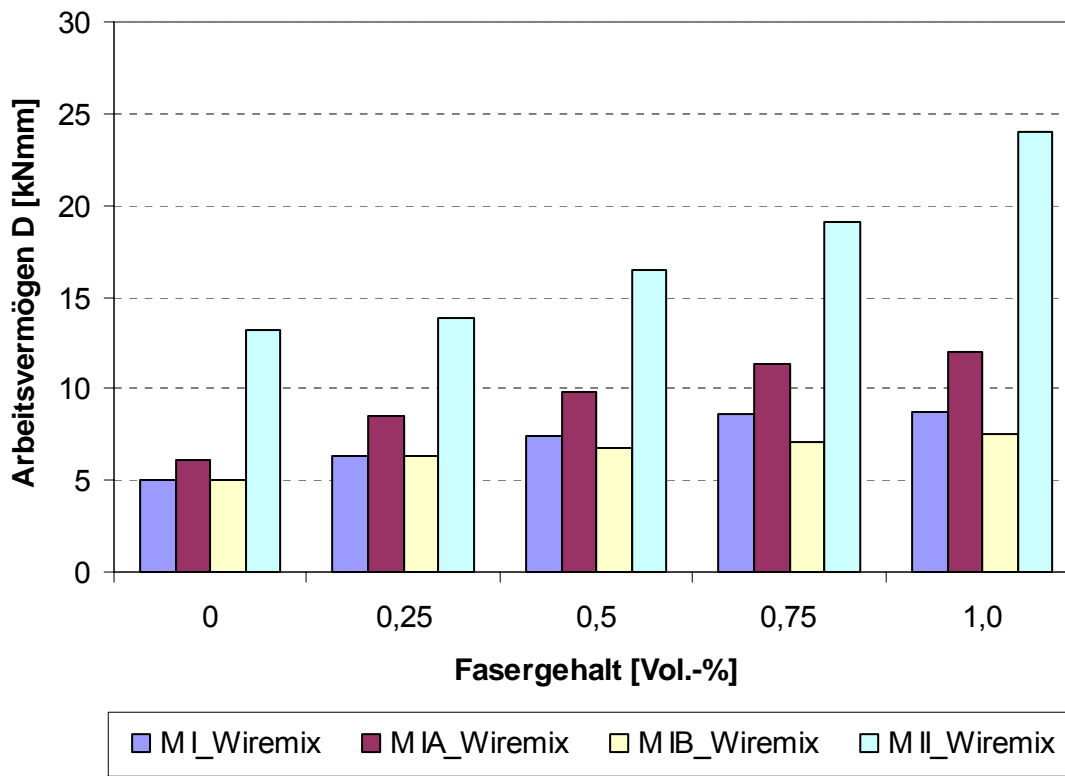


Abb. 5.78: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens im Spaltzugversuch von der Zusammensetzung und den Lagerungsbedingungen der Verbundbaustoffe

Die Referenz- und die mit 0,25 Vol.-% bewehrten Proben von *M IB* weisen ca. die gleichen Werte des Arbeitsvermögens wie die gleichkonditionierten bei  $T = 20^{\circ}\text{C}$  gelagerte Proben auf. Im höheren Faserzugabebereich zeigen die bei  $T = 10^{\circ}\text{C}$  gelagerten Proben geringere Werte des Arbeitsvermögens als die Proben von *M I* auf. Die Ursache hierfür ist im geringeren Reifegrad und den dementsprechend geringeren aufnehmbaren Schubspannungen des Baustoffes *M IB* zu sehen.

Die Faserzugabe wirkt sich in vergleichbarer Quantität auf die Steigerung des Arbeitsvermögens der Verbundbaustoffe aus. So bewirkt die maximale Faserzugabe von 1,0 Vol.-% bei der Baustoffkombination *M I* - WIREMIX® einen Anstieg auf 175%, bei *M II* - WIREMIX® auf 181 %. Für die Baustoffkombination *M IA* - WIREMIX® wurde mit 150 % ein etwas geringerer Wert ermittelt.

### **Biegezugversuch**

Die *M IA*- Proben wiesen im Vergleich zu den Nullmischungen ca. 20% höhere Biegezugspannungen bei ca. 20%iger Verringerung der Durchbiegungen im Bruchzustand auf. Diese lagen somit zwischen den Werten der Baustoffe *M I* und *M II*. Die Biegezugspannungen des Baustoffes *M IA* sind jedoch wesentlich geringer als die Werte der Biegezugspannungen von *M II*.

Die bei  $T = 10^\circ\text{C}$  gelagerten Proben wiesen im Vergleich zu den bei  $T = 20^\circ\text{C}$  gelagerten Proben um ca. 60 % verringerte aufnehmbare Biegezugspannungen bei um ca. 50 % erhöhten Durchbiegungen im Bruchzustand auf.

Die Berechnung des Arbeitsvermögens erfolgte wie vorab vereinbart bis zu den Gesamtdurchbiegungen  $\delta_I = 1,0 \text{ mm}$  (siehe Abb. 5.65) und  $\delta_{II} = 6,0 \text{ mm}$  (siehe Abb. 5.66).

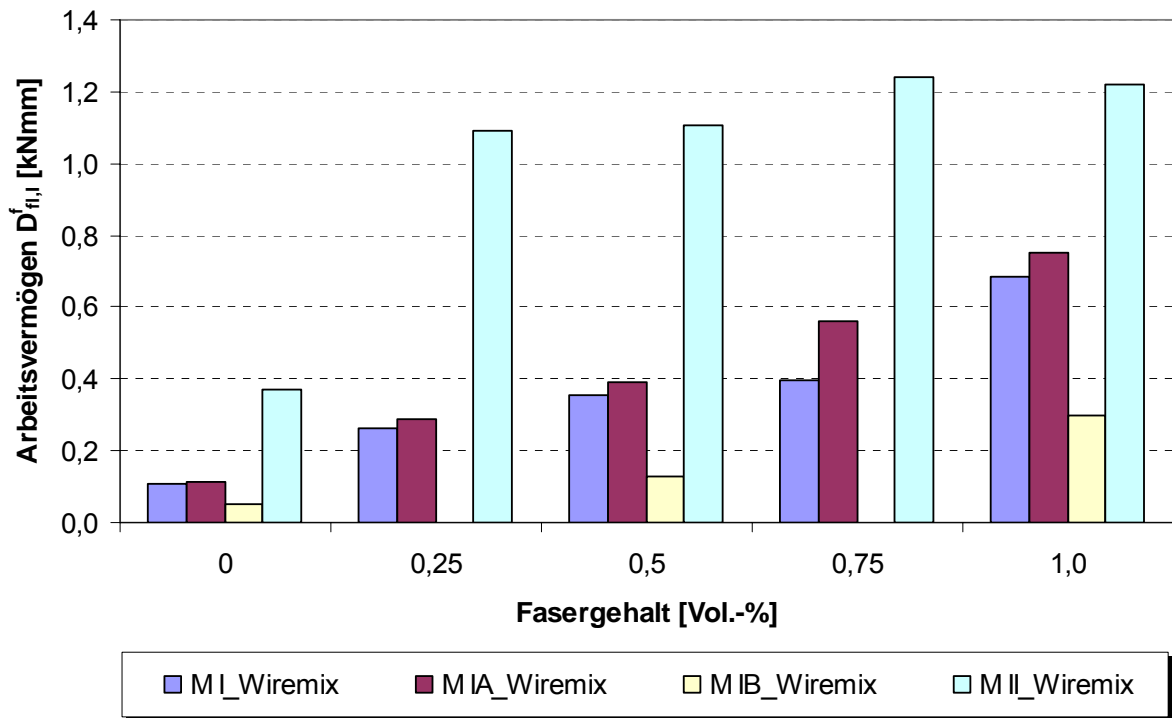


Abb. 5.79: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens im Biegezugversuch (Gebrauchstauglichkeit) von der Zusammensetzung und den Lagerungsbedingungen der Verbundbaustoffe

Die Betrachtung des Arbeitsvermögens im Biegezugversuch zeigt erhebliche Unterschiede zwischen den unbewehrten Matrixbaustoffen auf. Es wird deutlich, dass die Baustoffe  $MIA$  und  $MI$  vergleichbare Arbeitsvermögen aufweisen. Als signifikant ist jedoch das geringe Arbeitsvermögen  $D_{f,I}^f$  der bei  $T = 10^\circ\text{C}$  gelagerten Proben einzustufen. Die Wertung von  $D_{f,II}^f$  zeigt ein gegensätzliches Bild. So erreichen die Proben im Nachbruchbereich durchaus Werte auf dem Niveau von  $MI$  und  $MIA$ .

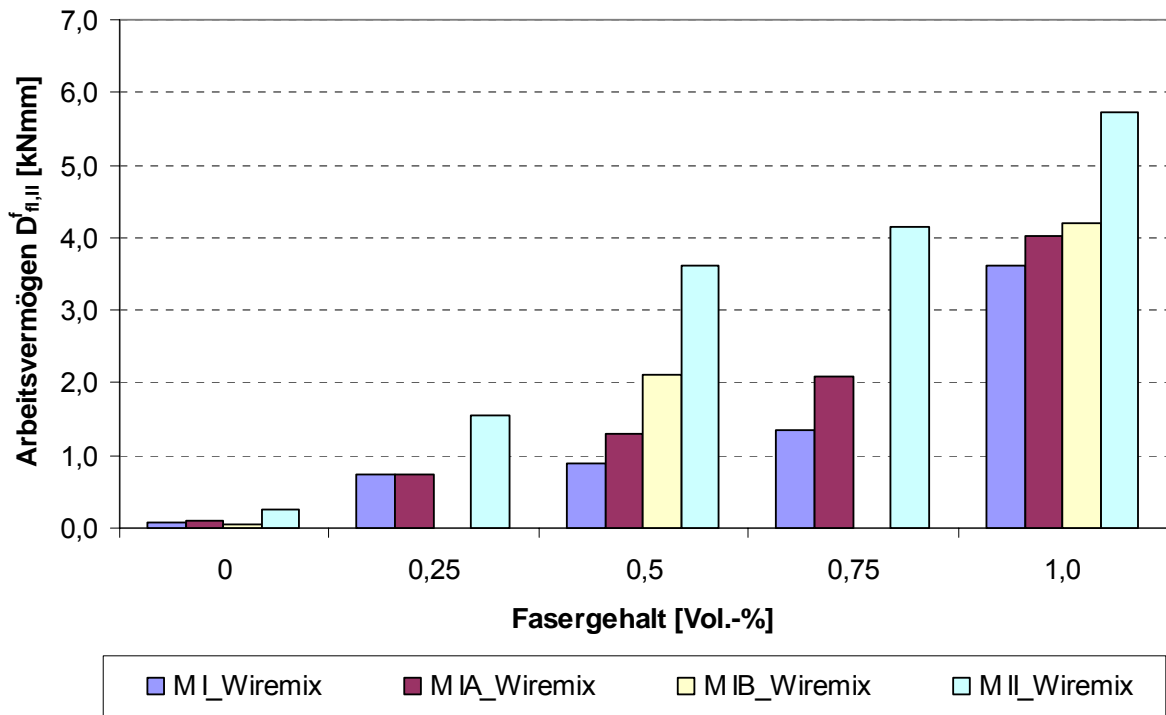


Abb. 5.80: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens im Biegezugversuch (Tragfähigkeit) von der Zusammensetzung und den Lagerungsbedingungen der Verbundbaustoffe

### Durchlässigkeitsversuch

Im Fasergehaltsbereich zwischen 0 und 1,0 Vol.-% zeigte sich bei unbelasteten Proben keine Beeinflussung des Durchlässigkeitsbeiwertes durch die Beimengung von Sand. Die hier im Vergleich zu den Referenzproben des Baustoffes *M I* (siehe Abb. 5.70) festgestellten Abweichungen unterschritten einen Variationskoeffizienten von  $v = 10 \%$ , sodass auf eine neuerliche Darstellung der Durchlässigkeitsgraphen verzichtet wird.

Aufgrund der begrenzten Kapazität der wärmedämmten Versuchskammer wurden lediglich die Durchlässigkeitsentwicklungen von drei bei  $T = 10^\circ\text{C}$  gelagerten und geprüften Proben mit einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% untersucht. In Abb. 5.81 wird das gemittelte Ergebnis dieser Versuche einer bei  $T = 20^\circ\text{C}$  gelagerten Probe mit einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% gegenübergestellt.

Im Ergebnis zeigt sich eine durch die Lagerungstemperatur bedingte Erhöhung der Durchlässigkeit. Diese liegt in der von SCHULZ [1998] beschriebenen Größenordnung für unbewehrte Proben. Dementsprechend ist keine Beeinflussung durch die Faserbeimengung abzuleiten.

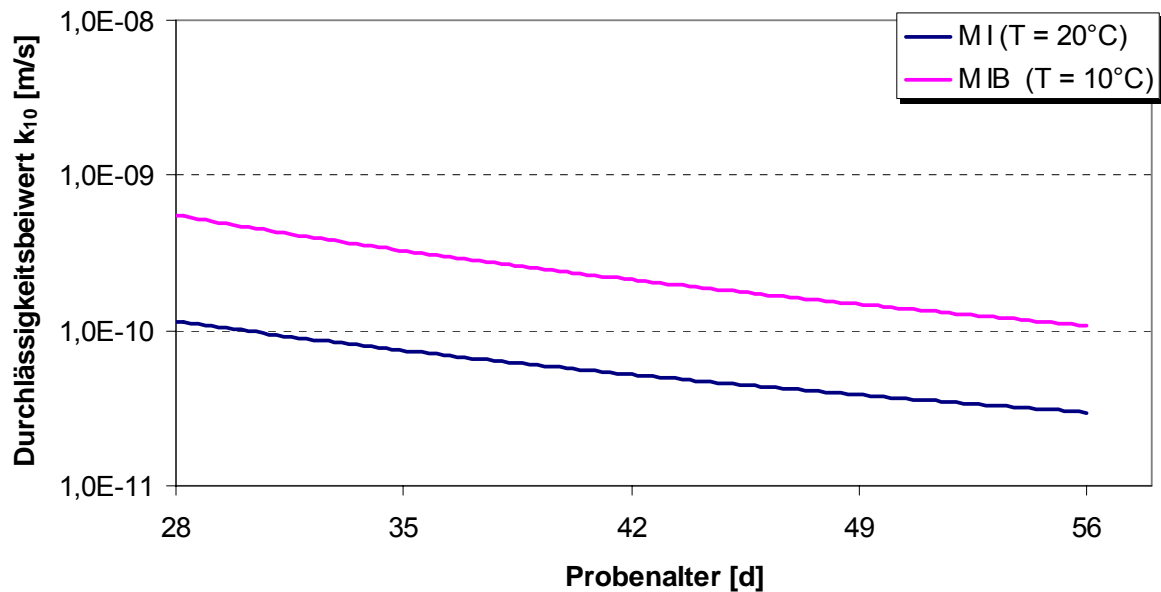


Abb. 5.81: Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes vom Probenalter und den Lagerungsbedingungen für den Verbundbaustoff M I-WIREMIX® 1,0 Vol.-%

### 5.10.3 Austrocknungsverhalten

#### 5.10.3.1 Allgemeines

Konventionelle DWM können als Baugrubenwand nur durch zusätzliche Maßnahmen, wie z.B. die Anordnung einer baugrubenseitigen Böschung, eingesetzt werden. Diese i.d.R. erdfeuchte Böschung besitzt neben der statischen Funktion auch die Aufgabe, die DWM vor witterungsbedingter Austrocknung zu schützen. Die aufgezeigten Spannungs-Verformungs-Eigenschaften faserbewehrter DWM lassen darauf schließen, dass die Böschung aus statischer Sicht z.T. entbehrlich ist (siehe Kap. 6). Dementsprechend gilt es zu klären, ob die verwendeten Fasern die von DEUSE et al. [2004] beschriebenen verdunstungshemmenden Eigenschaften aufweisen, bzw. welche zusätzlichen Maßnahmen ggf. vorzusehen sind.

Die Verdunstungsgeschwindigkeit des Wassers ist in erster Linie von der Umgebungs- und Baustofftemperatur, der relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft (Trocknungsgas) sowie der Windgeschwindigkeit abhängig. In der nachstehenden Abb. 5.82 wird der Zusammenhang dieser Größen am Beispiel von Beton dargestellt.

Es wird deutlich, dass der Verdunstungsprozess neben der Temperatur und der relativen Luftfeuchte in erheblichem Maße von der Windgeschwindigkeit beeinflusst wird. Dies ist besonders für flächenhafte Bauteile von Bedeutung. Hohe Windgeschwindigkeiten bewirken einen schnellen und häufigen Austausch der Luftschichten, welche sich an der Baustoffoberfläche mit Wasser anreichern und somit für ein konstant hohes Wasserdampfpartialdruckgefälle sorgen.



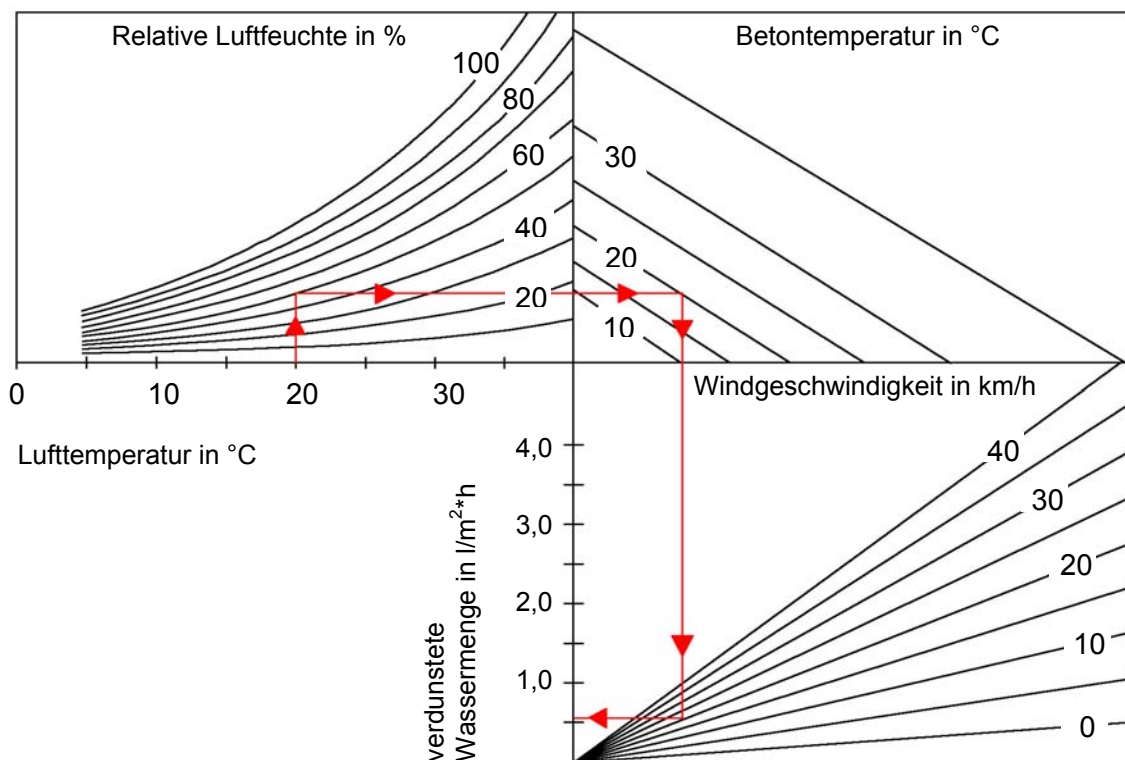


Abb. 5.82: Austrocknungsverhalten von Beton in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit, Luftfeuchtigkeit und Temperatur (nach VEREIN DEUTSCHER ZEMENTWERKE E.V. [2000])

DWM können aufgrund der Struktur und des relativ starken chemischen Wasserbindevermögens den hygroskopisch kapillarporösen Baustoffen zugeordnet werden. Die nach KRISCHER/CAST [1978] benannte Knickpunktkurve beschreibt den Trocknungsprozess eines kapillarporösen Baustoffes bei einseitiger Austrocknung (siehe Abb. 5.83). Hierbei wird die auftretende Massenstromdichte an der Verdunstungsfläche über die Zeit bzw. über den mittleren volumenbezogenen Wassergehalt aufgetragen.

Anhand der Darstellung wird deutlich, dass der Gesamtprozess in drei Trocknungsabschnitte unterteilt werden kann. Der erste Abschnitt zeichnet sich durch eine näherungsweise konstante Trocknungsgeschwindigkeit bei gleich bleibenden äußeren Bedingungen aus. Der Probekörper ist bis zu seiner Oberfläche relativ feucht und der Wassernachschub aus dem Körperinneren ist leistungsfähiger als die Verdunstung. An der Körperoberfläche herrscht zu dieser Zeit 100 % relative Feuchte. Bei Erreichen des Wassergehaltes, bei dem die Verdunstungsstromdichte nicht mehr vollständig durch kapillaren Feuchtenachschub befriedigt werden kann, knickt die Kurve steil nach unten ab (Knickpunkt 1). Der Wassergehalt und die relative Luftfeuchte gehen an der Oberfläche stark zurück. In diesem zweiten Trocknungsabschnitt überlagern sich Kapillaritäts- und Diffusionseffekte insofern, dass die Lage des Trockenspiegels durch beide bedingt wird. Dieser verlagert sich von der Probenoberfläche

ins Körperinnere. Ein weitaus weniger ausgeprägter Knick (Knickpunkt 2) tritt zu Beginn des dritten Trocknungsabschnittes auf. Die Trocknungsgeschwindigkeit ist in diesem Bereich einzig von der Dampfdiffusion abhängig, da kein beschleunigender Flüssigwassertransport mehr möglich ist.

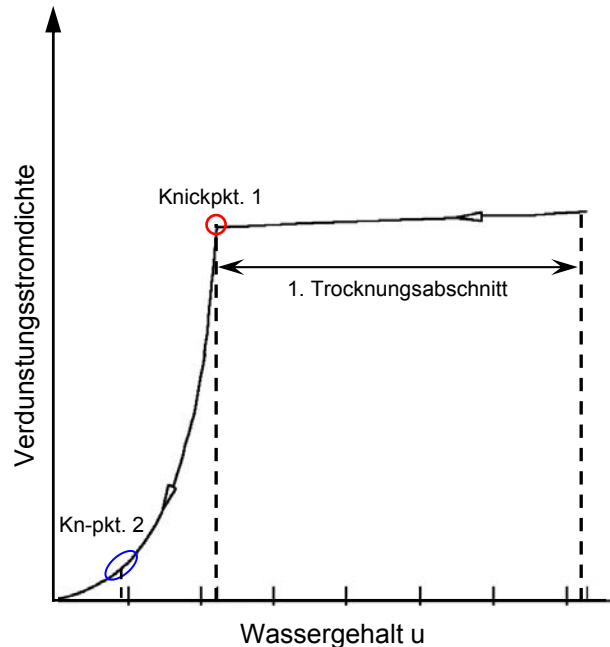
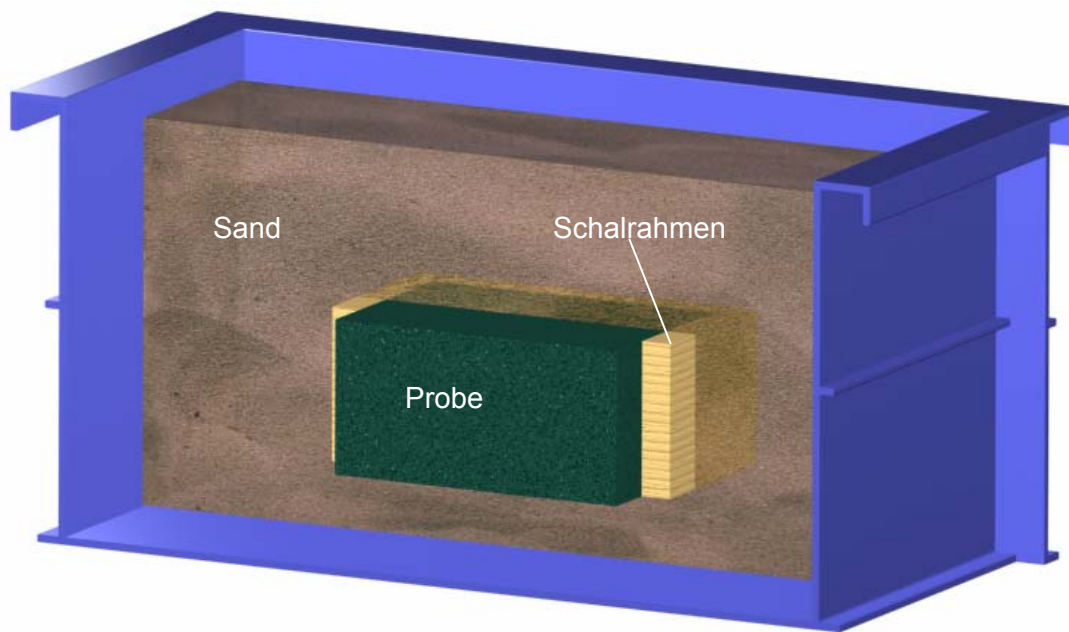


Abb. 5.83: Verdunstungsstromdichte als Funktion der Zeit bei einem kapillarporösen Gut mit hygroskopischem Bereich (nach FISCHER [1997])

Zur Verhinderung der Austrocknung können grundsätzlich wasserrückhaltende und wasserzuführende Maßnahmen unterschieden werden. Das Belassen in der Schalung, das Abdecken mit dampfdichten Folien sowie das Aufsprühen von chemischen Nachbehandlungsfilmen sind wasserrückhaltende Verdunstungsschutzverfahren. Dagegen werden das kontinuierliche Besprühen und die Unterwasserlagerung als wasserzuführende Nachbehandlungsmethoden bezeichnet. Im Zuge der vorliegenden Arbeit wurden neben der Faserbewehrung wasserrückhaltende Verdunstungsschutzmittel betrachtet.

### 5.10.3.2 Vereinbarungen zur Versuchsdurchführung und -auswertung

Die Probekörper wurden in offenen, quadratischen Schalrahmen mit den Innenabmessungen von  $l/b/h = 19/19/10$  cm hergestellt. Diese wurden vor dem Einbau der DWM mit Schalöl behandelt und zur Simulation von in situ Randbedingungen in ein wassergesättigtes Sandbett eingestellt. Im Anschluss wurden die Schalrahmen mit der ggf. faserbewehrten DWS befüllt und nach dem ersten Lagerungstag komplett mit wassergesättigtem Sand überdeckt (siehe Abb. 5.84). Somit standen in der Folge die Probenober- und -unterseite während des Hydratationsprozesses mit wassergesättigten Boden in Kontakt. Nach 28-tägiger Lagerungsdauer wurden die Probekörper einseitig freigelegt und zum Teil mit Nachbehandlungsmitteln besprüht.



*Abb. 5.84: Versuchsanordnung für Austrocknungsversuche (geschnittene Darstellung)*

Im weiteren Versuchsablauf wurden die Proben einer eindimensionalen Beanspruchung durch Trocknung ausgesetzt. Da die Austrocknung freigelegter Wände insbesondere an Sommertagen, also in Perioden starker Sonneneinstrahlung ohne Regen, stark voranschreitet, wurde die Belastung auf der Grundlage sommerlicher Klimadaten (FISCHER [1997]) durchgeführt. Hierfür wurden die Proben in einem geschlossenen Container, der konstant auf 33 - 35 °C temperiert war und in dem eine sehr geringe relative Luftfeuchte von ~ 22 % herrschte, gelagert. Zusätzlich wurde ein künstlicher Luftstrom erzeugt.

Das Austrocknungsverhalten wurde implizit über die Messung der Entfestigungszone untersucht. Hierfür wurde ein modifiziertes Vicat-Gerät (siehe Abb. 5.85) genutzt. Durch die Messungen wurde geprüft, wie weit eine Nadel mit 1 mm Durchmesser bei 300 g Auflast in den Prüfkörper eindringt. Für diese Messungen wurde das Gerät an einem gelenkigen arretierbaren Arm auf einer fixierten Ebene angebracht, sodass die Nadel vor dem Auslösen der Messung über der jeweiligen Beprobungsstelle ausgerichtet werden konnte. Um Überlagerungseffekte im Randbereich der Proben auszuschließen, wurde dabei nur der innere Bereich der Prüfoberfläche beprobt.

Im Zuge der Auswertung werden die gemessenen Nadeleindringtiefen über die Versuchszeit dargestellt. Da die Versuchsansätze jeweils doppelt durchgeführt und die Gesamtmessungen jeweils an fünf verschiedenen Einzelmesspunkten vorgenommen wurden, ergibt sich ein im Diagramm eingetragener Wert als Mittelwert aus zehn Einzelmesswerten. Die im Vicat-Gerät verwendete Nadel weist eine Länge von 50 mm auf. Hiermit lassen sich Nadeleindringtiefen bis ca. 45 mm korrekt bestimmen. Dieser Grenzwert wurde in den Auswertungen durch eine gestrichelte Linie gekennzeichnet.

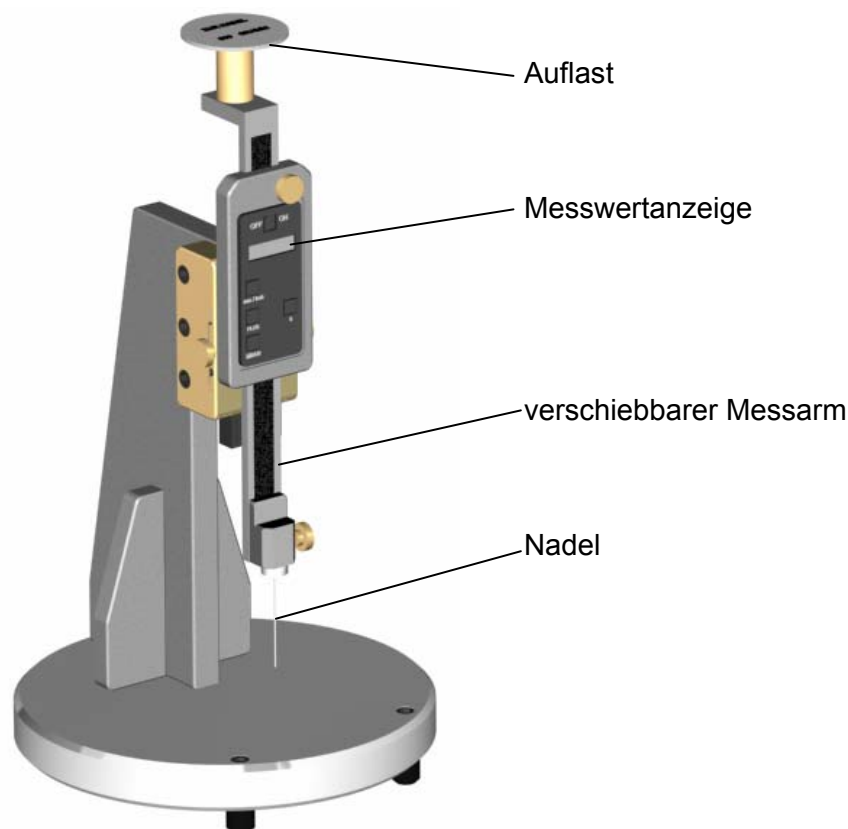


Abb. 5.85: Vicat-Gerät

Die Versuchsmatrix zur Charakterisierung des Austrocknungsverhaltens sah unbeehrte Referenzproben und Proben mit Fasergehalten von 0,5 und 1,0 Vol.-% vor. Als Betonnachbehandlungsmittel wurden Produkte der ISOLA Bauchemie GmbH und der HEIDELBERGER CEMENT Group getestet.

Das von der ISOLA Bauchemie GmbH zur Verfügung gestellte ISOLA ISOCURE HE ist ein sprühfähiges Nachbehandlungsmittel auf Kohlenwasserstoffharzbasis. Es wird dünnsschichtig auf frische Betonoberflächen aufgetragen. Bei EUROLAN® 10W der HEIDELBERGER CEMENT Group handelt es sich um ein spritzfähiges, lösungsmittelfreies Nachbehandlungsmittel auf Paraffinbasis. Auch EUROLAN® 10 W soll als gleichmäßig deckender Nachbehandlungsfilm aufgetragen werden, wobei dieses Produkt besonders für Betonflächen geeignet ist, auf denen keine spätere Beschichtung erfolgt.

Beide Produktspezifikationen sagen zu, dass die Nachbehandlungsmittel die Oberfläche mit einem wasserundurchlässigen bzw. einem geschlossenen, weitgehend wasserdampfundurchlässigen Schutzfilm belegen. Schrumpf- und Schwindrissen soll vorgebeugt und der Beton vor frühzeitiger Austrocknung geschützt werden. Bei der Probenherstellung wurden beide Nachbehandlungsmittel entsprechend der Verarbeitungshinweise auf die jeweiligen Probekörper aufgesprüht. Hierzu wurde ein handelsüblicher Wasserzerstäuber verwendet.

### 5.10.3.3 Charakterisierung des Austrocknungsverhaltens

In folgender Abb. 5.86 sind die Verläufe der Nadeleindringtiefe für unbewehrte Referenzproben und Proben mit Fasergehalten von 0,5 Vol.-% und 1,0 Vol.-% gegenübergestellt. Die Proben wurden nicht mit einem Verdunstungsschutzmittel behandelt.

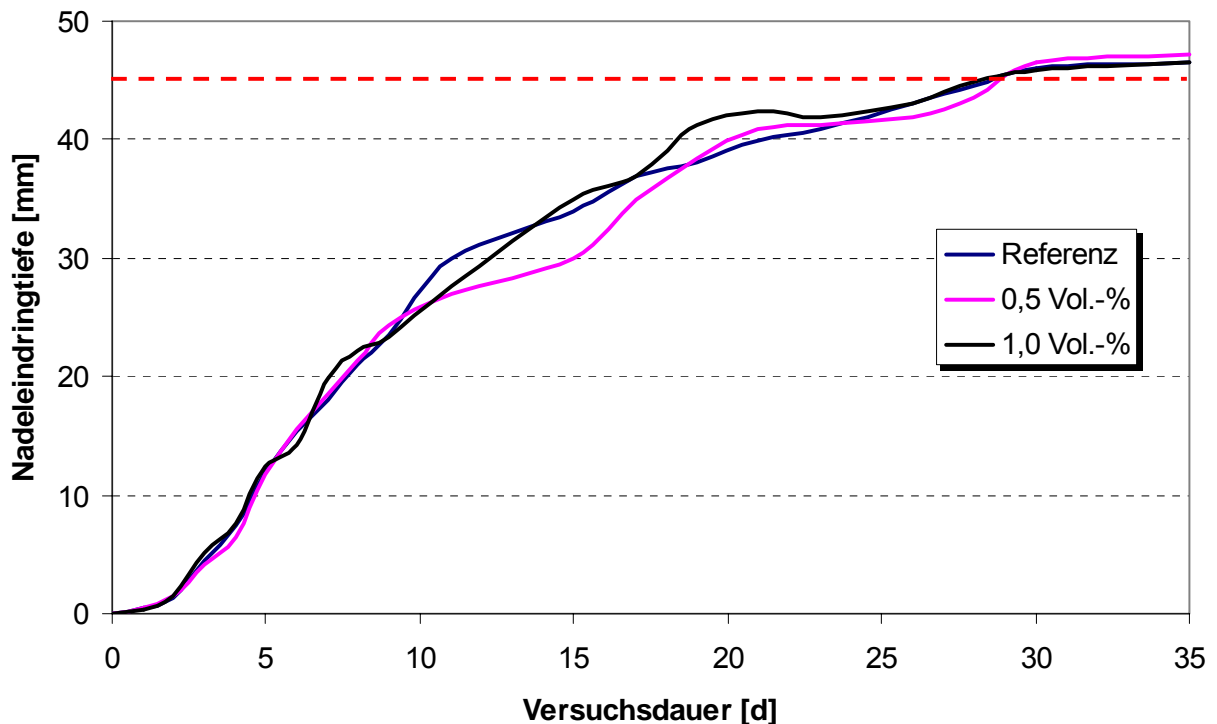
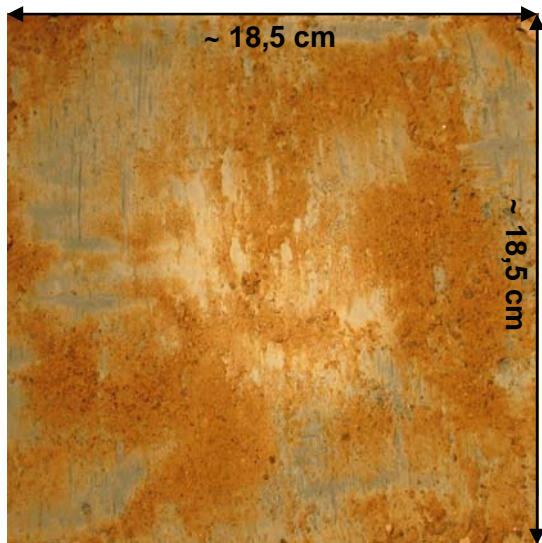


Abb. 5.86: Abhängigkeit der Nadeleindringtiefe von der Versuchsdauer und dem Fasergehalt (ohne Verdunstungsschutzmittel)

Anhand der Darstellung kann kein signifikanter Einfluss der Faserbeimengung auf das Nadeleindringverhalten und somit das Austrocknungsverhalten festgestellt werden. Diese Feststellung wird durch die nachfolgend aufgeführten Aufnahmen zur Oberflächenbeschaffenheit im Alter von 1 - 21 Tage (siehe Abb. 5.88 a-c) verifiziert. Hierbei wird die Aufsicht auf den gesamten Probekörper dargestellt. Die Zusammenstellung wird durch eine Aufnahme bei Ausbau der Proben nach 49 Tagen ergänzt (siehe Abb. 5.88 d). Diese zeigt den senkrecht aufgestellten Rahmen.

Die Aufnahmen zeigen bereits nach einer Versuchsdauer von nur drei Tagen die ersten Risse. Nach sieben Tagen sind die Oberflächen, unabhängig vom Fasergehalt, bereits erheblich gestört. Nach 14 bzw. 21 Tagen sind sie komplett zerrissen, stark ausgetrocknet und der Austrocknungsprozess schreitet zügig in das Probeninnere voran. Die von DEUSE ET AL. [2003] beschriebene Verbesserung des Austrocknungsverhaltens beruhte somit vermutlich hauptsächlich auf der hygroskopischen Wirkung der verwendeten Holz- oder Cellulosefasern. Die ebenfalls von DEUSE ET AL. [2003] erwähnte vernetzende Wirkung, die auch von den verwendeten Stahlfasern ausgehen müsste, scheint dagegen für das Austrocknungsverhalten von eher untergeordneter Bedeutung zu sein.





Versuchsdauer: 1 Tag



Versuchsdauer: 3 Tage



Versuchsdauer: 21 Tage



Ausbau: 49 Tage (Rahmen aufgestellt)

*Abb. 5.87: Oberflächen von Proben ohne Verdunstungsschutz*

Die ebenfalls untersuchte Wirkung von Verdunstungsschutzmitteln ist in Abb. 5.88 stellvertretend für Bewehrungsgrade von 1,0 Vol.-% dargestellt. Die Gegenüberstellung lässt einen positiven Einfluss der Verdunstungsschutzmittel auf das Austrocknungsverhalten erkennen. Die Festigkeit der DWM blieb - insbesondere bei Verwendung von ISOCURE HE - deutlich länger erhalten. Bei der Beurteilung der Oberflächenbeschaffenheiten bzw. bei der Dokumentation der Rissbildungen an den einzelnen Probekörpern spiegelte sich dieses Ergebnis wider (siehe Abb. 5.89).

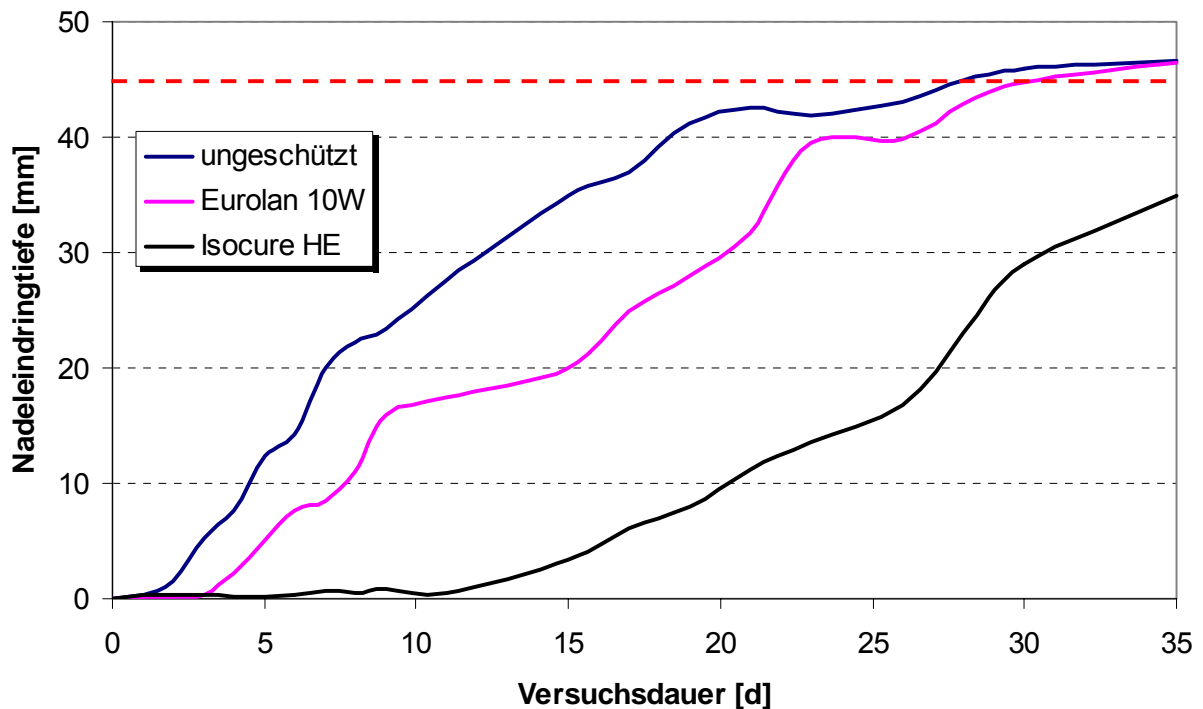
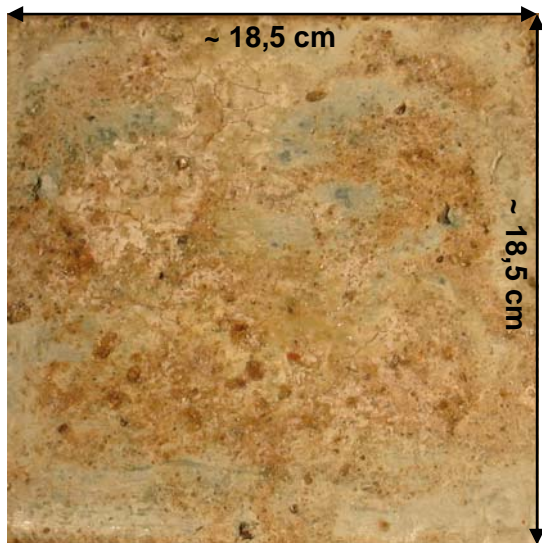


Abb. 5.88: Abhängigkeit der Nadeleindringtiefe von der Versuchsdauer und dem Verdunstungsschutzmittel

Die Ergebnisse zeigen einen offensichtlichen Effekt chemischer Nachbehandlungsmittel auf das Austrocknungsverhalten der DWM. Eine Begründung dafür, dass nur für ein Verdunstungsschutzprodukt positive Auswirkungen auf das Austrocknungsverhalten nachgewiesen werden konnten, liegt in den Materialeigenschaften. Das Produkt auf Kohlenwasserstoffharzbasis (ISOCURE HE) bildete im Gegensatz zu dem Produkt auf Paraffinbasis (EUROLAN® 10W) einen wirksamen diffusionsdichten Schutzfilm. Die Effektivität von Produkten auf Harzbasis ist dabei weniger stark vom Auftragungszeitpunkt abhängig. Selbst bei einer Anwendung auf einer sehr feuchten Probe sind sie noch in der Lage, einen funktionsfähigen Film zu bilden. So zeigten Probekörper im Versuchsalter von einem Tag klar, dass es bei dem Nachbehandlungsmittel auf Paraffinbasis nicht gelang, einen geschlossenen Schutzfilm aufzutragen.

Als Fazit lässt sich festhalten, dass das chemische Verdunstungsschutzprodukt auf Kohlenwasserstoffharzbasis das Austrocknungsverhalten von DWM sehr viel positiver beeinflusste als die verwendeten Stahlfasern. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass alle Prüfkörper, trotz sehr extremer Klimabedingungen, noch einen feuchten Kern besaßen. Hierzu muss jedoch angemerkt werden, dass der gewählte Versuchsaufbau dies begünstigt. Beim Ausbau der Proben aus der Sandbettung zeigte sich, dass die ausgetrocknete DWM rasch von der Probenoberfläche abbröckelt. Es ist davon auszugehen, dass der Austrocknungsprozess bei einer senkrechten Lagerung der Prüfkörper schneller und weiter ins Probeninnere voranschreitet, da die ausgetrockneten und ausgebrochenen Schichten zu Boden fallen würden und somit immer wieder feuchte DWM die neue Oberfläche bilden würde.





Versuchsdauer: 1 Tag



Versuchsdauer: 3 Tage



Versuchsdauer: 21 Tage



Ausbau: 49 Tage (Rahmen aufgestellt)

*Abb. 5.89: Oberflächen von mit ISOCURE HE behandelten Proben (Fasergehalt 1,0 Vol.-%)*

Bei der Verwendung faserbewehrter DWM als Baugrubenwand ohne baugrubenseitige Böschung könnten zudem herkömmliche Behelfsmittel wie Folien oder Bleche auf die Dichtwand aufgebracht werden, um der Verdunstung entgegenzuwirken. Ferner ist es bei temporären Maßnahmen ebenfalls möglich, freiliegende Dichtwandflächen mit einem Wasserfilm feucht zu halten.



## 6 Vergleichsberechnungen zur Tragfähigkeit konventioneller und faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen

### 6.1 Allgemeines

Die Problemstellung der vorliegenden Arbeit wurde in Kap. 2 anhand von Wassermengenbetrachtungen eines Trogbauwerkes vorgestellt und in Kap. 3 in Hinsicht auf die Relevanz rissbedingter Imperfektionen diskutiert. Grundsätzlich bestünden nach dem derzeitigen Stand der Technik verschiedene Möglichkeiten zur Erstellung des Trogbauwerkes (siehe Abb. 6.1).

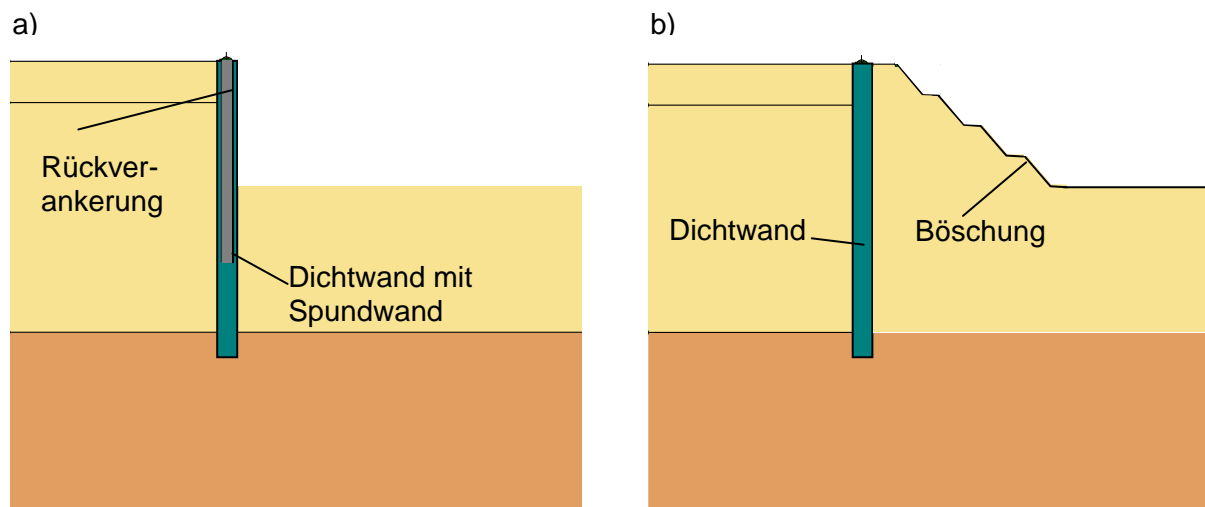


Abb. 6.1: Möglichkeiten zur Erstellung eines Trogbauwerkes: a) Dichtwand mit eingehängter Spundwand, b) Dichtwand mit baugrubenseitiger Böschung

Bei der Dimensionierung des Verbundsystems ‚Einphasen-Dichtwand mit eingehängter Spundwand‘ wird die Dichtwand als ausschließlich abdichtendes und die Spundwand als statisches Verbauelement betrachtet. Die Spundwand ist hierbei vornehmlich auf Biegung zu bemessen. Bei dem Nachweis der Einphasen-Dichtwand mit baugrubenseitiger Böschung werden nach derzeitigem Stand der Wissenschaft und Technik der Dichtwand keine Biegemomente zugeordnet (siehe hierzu auch Kap. 3.5). Der Nachweis ist vielmehr als Scherfestigkeitsbetrachtung ausgelegt. Dieses Vorgehen wird ebenso beim Nachweis von Dichtwänden zur Deponieeinkapselung verwendet.

Das Ziel der durchgeführten Vergleichsberechnungen bestand darin, die relevanten Beanspruchungsarten von Dichtwänden herauszustellen und die Bemessungskenngrößen der faserbewehrten DWM optimal auszunutzen. Hierfür wurden mit einem Trogbauwerk und einer Deponiebaumaßnahme verschiedenartige Lastkonstellationen zugrunde gelegt. Für das Trogbauwerk wird eine Optimierung der Baugrubengeometrie unter Ausnutzung der Bemessungskennwerte der faserbewehrten DWM durchgeführt.

## 6.2 Betrachtete Baumaßnahmen

### Systeme

Der Baugrundaufbau und das geometrische Ausgangsmodell des Trogbauwerkes sind in Abb. 6.2 dargestellt.

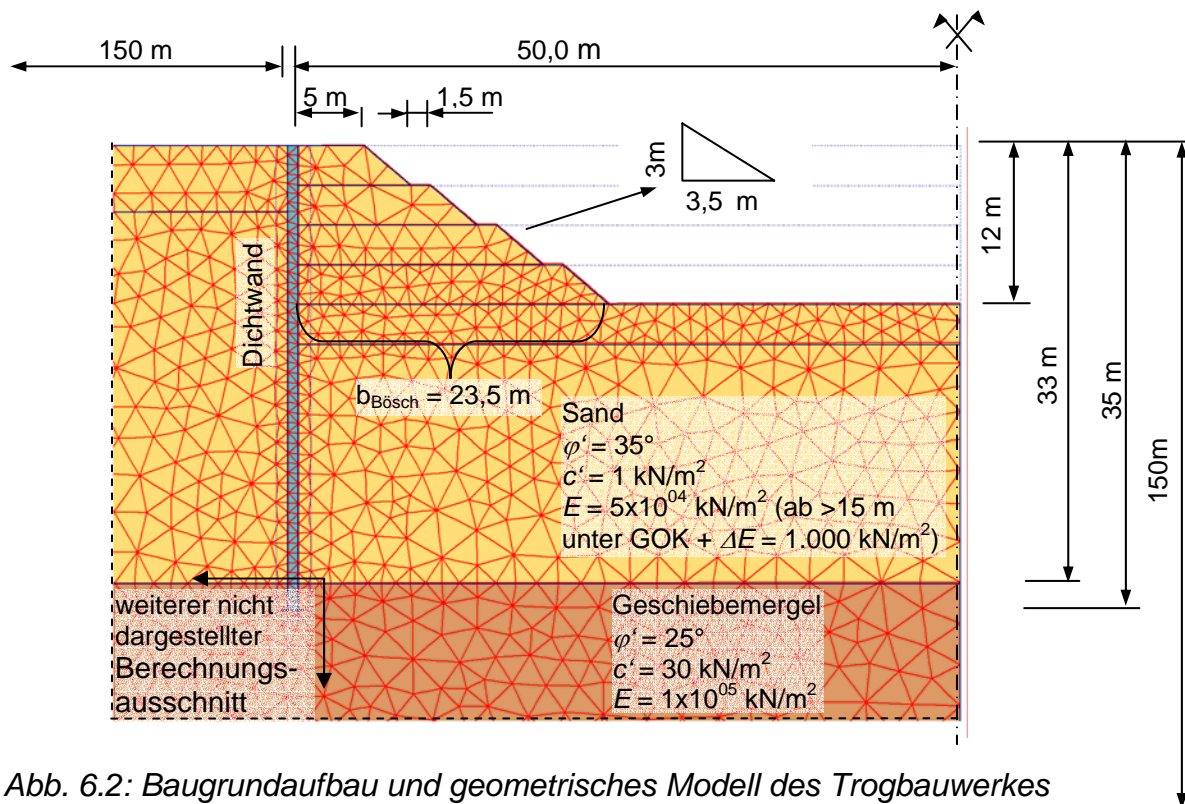


Abb. 6.2: Baugrundaufbau und geometrisches Modell des Trogbauwerkes

Zum anderen wurden für Deponiebaumaßnahmen übliche Lastkonstellationen betrachtet (siehe Abb. 6.3).

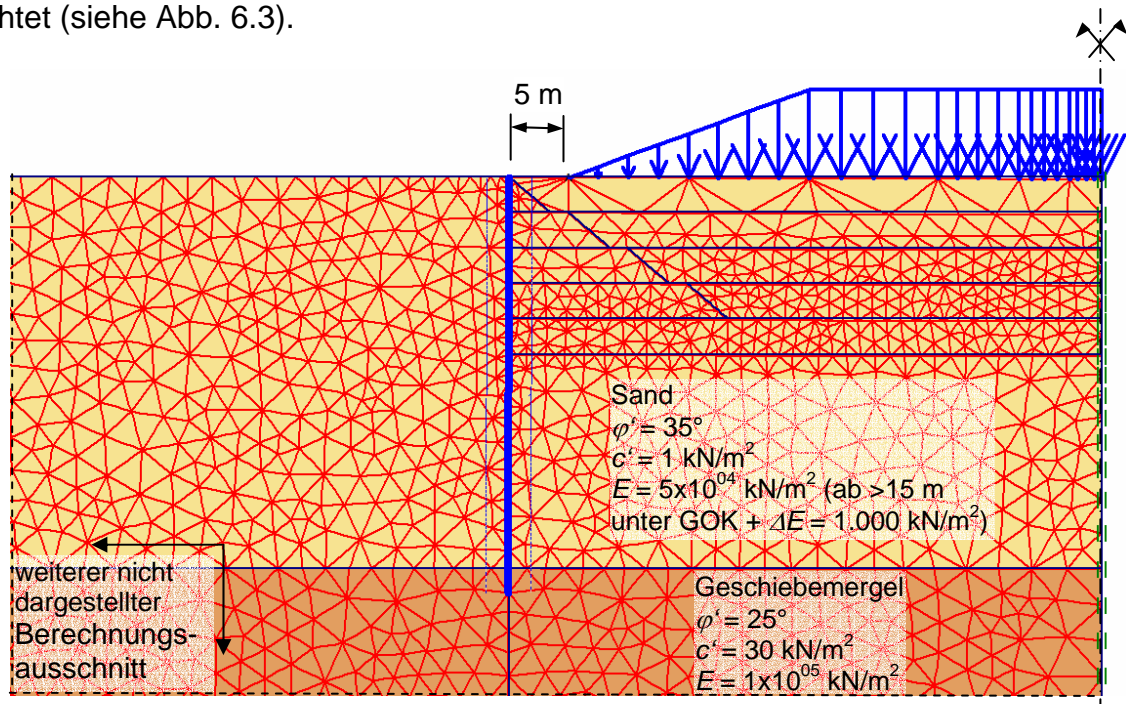


Abb. 6.3: Baugrundaufbau und geometrisches Modell der Deponiebaumaßnahme

### **Kennwerte der Dichtwand**

Anhand der Last-Verformungs-Kurven der Verbundbaustoffe (siehe Kap. 5) kann gefolgert werden, dass sich die Materialien bis zum Anriss der Matrixbaustoffe weitestgehend linear-elastisch verhalten. Darüber stellt sich bei den unbewehrten Proben der Grenzzustand als Bruch ein. Für die numerische Abbildung des Kontinuums ist es somit ausreichend, wenn das zu wählende Stoffgesetz das Last-Verformungs-Verhalten des Materials bis zum Bruchzustand linear-elastisch abbildet. In der Folge kommt das Bruchkriterium nach MOHR-COULOMB zur Anwendung. Für die Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Materials wird die Option ‚tension cut-off‘ aktiviert, die Zugspannungen nur bis zu einem vorgegebenen Grenzwert zulässt.

Im Zuge der Beprobung von Dichtwandkästen zeigt sich eine Überschreitung der minimal zu prognostizierenden Pumpmengen i.d.R. bereits zu Beginn der Absenkphase. Aufgrund der relativ schnellen Be- bzw. Entlastung während der simulierten Bauphasen und der geringen Wasserdurchlässigkeit der DWM können die Entwässerungsbedingungen als ‚undrainiert‘ idealisiert werden (siehe hierzu auch SCHOLZ et al. [2004\_b]). Folglich wurden die Stoffparameter im undrainierten Zustand angesetzt. Hierbei wurde auf die im Kapitel 5 bestimmten ‚Boden‘-Kennwerte der DWM zurückgegriffen (siehe Tab. 6.2). Die Werte für die Scherfestigkeit im undrainierten Zustand  $c_u$  wurden vereinfacht über die Bedingung  $c_u = q_u / 2$  ermittelt.

*Tab. 6.1: Gegenüberstellung von Laborergebnissen und Eingabewerten für FE-Berechnungen*

				M I	M II
<b>Labor</b>	Einaxiale Druckfestigkeit	$q_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,05	3,09
	Reibungswinkel	$\varphi_u$	[°]	0	0
	undrainierte Scherfestigkeit	$c_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,52	1,54
	Verformungsmodul	$E_v$	[N/mm <sup>2</sup> ]	208,9	394,6
	Spaltzugfestigkeit	$\sigma_{SZ}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,10	0,25
<b>PLAXIS</b>	Reibungswinkel	$\varphi_u$	[°]	0	0
	undrainierte Scherfestigkeit	$c_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,5	1,5
	E-Modul	$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	200	400
	Querkontraktion*	$\nu$	[-]	0,34	0,25
	tension cut-off	$\sigma_{Z,zul.}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,10	0,25
	Normalsteifigkeit	$EA$	[kN/m]	$1,6 \times 10^{05}$	$3,2 \times 10^{05}$
	Biegesteifigkeit	$EI$	[kNm <sup>2</sup> /m]	$8,533 \times 10^{03}$	$1,707 \times 10^{04}$

\* in Anlehnung an DÖHREND AHL [2004\_b]

Wie aus Tab. 6.1 ersichtlich wird, wurden fast alle Werte der Laborversuche in dem Stoffgesetz unverändert übernommen.

Insofern es sich als erforderlich erwies, wurden im Rahmen dieser theoretischen Betrachtungen Ankerlagen (siehe Tab. 6.2) zur vollständigen Ausnutzung der Bemessungsmomente der Verbundbaustoffe vorgesehen. Die Berücksichtigung von Ankern erfolgt in *PLAXIS* über den Ansatz der freien Ankerstahllänge in Kombination mit einem aus einem Geotextil gebildeten Verpresskörper.

Tab. 6.2: Parameter der Ankerlagen

Parameter		Einheit	Ankerstahl	Verpresskörper
Dehnsteifigkeit	EA	[kN]	$2,0 \times 10^{05}$	$1,0 \times 10^{05}$
Länge 1. Ankerlage	l	[m]	14,0	6,0
Länge 2. Ankerlage	l	[m]	9,0	6,0
Winkel		[°]	20	
Höhe 1. Ankerlage		[m unter GOK]	1,5	
Höhe 2. Ankerlage		[m unter GOK]	5,0	

### FE-Netz

Das verwendete FE-Netz wurde durch Dreieckelemente mit kubischem Verformungsansatz diskretisiert. Für die Generierung des FE-Netzes wurde ein automatischer Netzgenerator verwendet. Teilbereiche des Netzes können abgegrenzt werden und in einem zusätzlichen Schritt verdichtet werden.

Bei der Festlegung des Berechnungsausschnittes für das Trogbauwerk wurden die Empfehlungen des AK 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 1 berücksichtigt (MEISSNER [2002]). Hier wird empfohlen, dass die Abstände der Modellränder vom seitlichen bzw. unteren Rand der Baugrube mindestens dem Zwei- bis Dreifachen der Baugrubentiefe bzw. -breite entsprechen. Dabei ist jeweils der größere Wert anzunehmen. Die Modellabmessungen wurden für die Deponiebaumaßnahme übernommen.

Den Berechnungen wurde ein ebenes Modell zugrunde gelegt, d. h. Verformungen senkrecht zur Berechnungsebene werden vernachlässigt. Diese Vereinfachung ist legitim, da die Dichtwand ein lotrechtes und flächiges Bauteil darstellt, bei dem aufgrund der gleichförmigen Geometrie und der nahezu gleichmäßig auf das Bauteil einwirkenden äußeren Belastung keine nennenswerten Verformungen in Wandlängsrichtung zu erwarten sind (vgl. MEISSNER [2002]).

Die Grenzfläche zwischen der Dichtwand und dem umgebenden Boden wurde mit Interface-Elementen belegt. Diese berücksichtigen durch ihre Kennwerte die Interaktion zwischen Baugrund und Dichtwand. Dringt die DWS vor den Erhärten in den Boden ein, kann für den Scherfestigkeitsparameter  $R_{inter}$  ein Wert zwischen 0,6 - 1,0 [-] angesetzt werden. Dringt die DWS nicht in den Boden ein und bildet stattdessen eine Membran aus, kann  $R_{inter}$  zwischen 0,4 - 0,5 [-] gewählt werden. Für die vorliegenden Berechnungen wurde  $R_{inter, Sand} = 0,65$  [-] und  $R_{inter, Mergel} = 0,5$  [-] angesetzt.

## **Lastfälle**

In einem ersten Schritt wurde der Primärzustand erzeugt. Nach der Berechnung des Primärspannungszustandes wurde die Dichtwand als fertig gestellt angesetzt und mit ihrem Eigengewicht und ihren Materialeigenschaften berücksichtigt. Zur Simulation der Bauabläufe wurden entsprechend der jeweiligen Baumaßnahme verschiedene Lastfälle betrachtet.

Der Baugrubenaushub für das Trogbauwerk wurde in mehreren Phasen modelliert. Der Böschungswinkel betrug hierbei in Anlehnung an DIN 4124  $\beta \cong 40^\circ$ . Nach einer jeweiligen Aushubtiefe von 3,0 m wurde eine Berme mit einer Breite von 1,5 m angeordnet. Dem Aushub vorausgehend wurde der Grundwasserspiegel abgesenkt. Der simulierte Bauablauf unterteilte sich somit in die nachfolgenden Berechnungsphasen:

- |           |  |
|-----------|--|
| 1. Phase: | 1. Aushub: um 3,0 m auf -3,0 m         |
| 2. Phase: | ggf. 1. Ankerlage auf 1,5 m unter GOK  |
| 3. Phase: | 1. GW-Absenkung: um 4,0 m auf - 9,0 m  |
| 4. Phase: | 2. Aushub: um 3,0 m auf - 6,0 m        |
| 5. Phase: | ggf. 2. Ankerlage auf 5,0 m unter GOK  |
| 6. Phase: | 2. GW-Absenkung: um 3,0 m auf - 12,0 m |
| 7. Phase: | 3. Aushub: um 3,0 m auf - 9,0 m        |
| 8. Phase: | 3. GW-Absenkung: um 3,0 m auf - 15,0 m |
| 9. Phase: | 4. Aushub: um 3,0 m auf - 12,0 m       |

Für die Deponiebaumaßnahme wurden folgenden Berechnungsphasen berücksichtigt:

- |           |                                   |
|-----------|-----------------------------------|
| 1. Phase: | GW-Absenkung um 1,0 m auf - 6,0 m |
| 2. Phase: | Aufschüttung des Abfalls          |

## **6.3 Ermittlung der Bemessungswerte**

Als Leitfaden zur Ermittlung der Bemessungskenngrößen stahlfaserbewehrter DWM diente das DBV-Merkblatt ‚Stahlfaserbeton‘ (DBV [2001]). Dieses Merkblatt bezieht sich sowohl auf die in der DIN 1045 aufgestellten Nachweise als auch auf die in der DAfStb-Richtlinie ‚Betonbau und Umgang mit wassergefährdenden Stoffen‘ verankerten Anforderungen. Für die Ermittlung der Bemessungskenngrößen von Verbundbaustoffen auf der Basis einer Kunststoffaserbewehrung existieren derzeit keine Ansätze. Hier wird im Rahmen der Arbeit keine Bemessung vorgenommen.

Im DBV-Merkblatt ‚Stahlfaserbeton‘ (DBV [2001]) werden die Ansätze zur Ableitung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten  $f_{eq,I}$  und  $f_{eq,II}$  aus den zugehörigen Werten des Arbeitsvermögens  $D_{fl,I}^f$  und  $D_{fl,II}^f$  detailliert aufgeführt und erläutert. Die Bestimmung der relevanten Bemessungswerte und die eigentliche Bemessung werden dagegen nur sehr untergeordnet behandelt. Für die vorliegende Arbeit wurde daher auf eine von GRUNERT [2004] zur Verfügung gestellte Berechnungsaufgabe zurückgegriffen (siehe auch Anhang). Die Bemessung erfolgt hier auf Grundlage der derzeitigen neuesten, noch nicht veröffentlichten Version der DAfStb-Richtlinie (DAfStb [in Vorb.]).

DWM-spezifische Änderungen wurden in Bezug auf die Maximalwerte der Stauchung in der Druckzone und Dehnung in der Zugzone eingeführt. Diese wurden bereits schon bei der Ermittlung der Arbeitsvermögen  $D_{fl,I}^f$  und  $D_{fl,II}^f$  in Kap. 5 berücksichtigt. Die abgeleiteten Bemessungsmomente  $M_{Rd}$  der stahlfaserbewehrten Verbundbaustoffe sind in Tab. 6.3 zusammengestellt. Als Bemessungswerte der Querkraft wurden für die vereinbarte Dichtwand mit einer Nenndicke von  $d = 0,80$  m auf der sicheren Seite liegend die Werte der konventionellen DWM zu  $V_{Rd, MI} = 420$  kN/m und  $V_{Rd, MII} = 2.472$  kN/m angesetzt.

Tab. 6.3: Bemessungsmomente  $M_{Rd}$  der stahlfaserbewehrten DWM

	Bemessungsmomente $M_{Rd}$ [kNm/m]				
	Referenz	0,25 Vol.-%	0,5 Vol.-%	0,75 Vol.-%	1,0 Vol.-%
M I-WIREMIX®	2,053	7,721	11,641	13,034	22,661
M II-WIREMIX®	7,008	27,424	31,538	41,944	43,105

## 6.4 Ermittlung der Schnittgrößen

### 6.4.1 Allgemeines

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte mit dem Programmsystem *PLAXIS* 8.2. Die Modellierung der Dichtwand wurde in einem ersten Schritt als Kontinuum vorgenommen. Da sich hierbei herausstellte, dass die Dichtwand nicht nur in horizontaler und vertikaler Richtung verschoben wird, sondern auch eine signifikante Durchbiegung erfährt, wurde in einem zweiten Schritt die Modellierung als Balken durchgeführt. Die Schnittgrößenermittlung erfolgte auf der Grundlage einer linear-elastischen Berechnung. Elastische Verfahren sind nach DBV [2001] und DAfStb-Richtlinie (DAfStb [in Vorb.]) für „Tragwerke aus Stahlfaserbeton auch dann anwendbar, wenn gerissene Zugzonen entstehen“. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite, da durch den globalen Ansatz der Steifigkeit ( $E$ -Moduls) des ungerissenen Baustoffes für die gerissenen Bereiche zu hohe Schnittgrößen abgeleitet werden.

### 6.4.2 Darstellung der Ergebnisse

#### 6.4.2.1 Vergleich der Modellierung als Kontinuum und als Balken

Einführend wird ein Abgleich zwischen der Modellierung der Dichtwand als Kontinuum und als Balken vorgenommen. Im Folgenden sind die Ergebnisse am Beispiel des Baustoffes *M I* dargestellt.

#### **Modellierung als Kontinuum**

Die Dichtwand zur Erstellung des Trogbauwerkes erfuhr durch den Aushub und die Grundwasserabsenkung eine Verschiebung in vertikaler und horizontaler Richtung.

Zudem wird eine Durchbiegung erkennbar. Hierbei wird ein vollständig elastischer Zustand ausgewiesen. Die Druck- und Zugspannungen blieben unter den aus den Laborversuchen ermittelten Werten für die einaxiale Druck- und die Zugfestigkeit. Diese Erkenntnis wird durch die Angabe der relativen Schubspannungen  $\tau_{rel}$  in Abb. 6.4 c verifiziert.  $\tau_{rel}$  wurde entsprechend Gl. 6.1 bestimmt.

$$\tau_{rel} = \frac{\tau_{mob}}{\tau_f} \quad (\text{Gl. 6.1})$$

mit:  $\tau_{mob}$  – mobilisierte Schubspannungen

$\tau_f$  – maximal aufnehmbare Schubspannungen

Ausgedrückt in der klassischen Darstellung des MOHR-COULOMBSchen Kriteriums, das dann einen Bruch definiert, wenn ein durch die Hauptspannungen beschriebener Kreis die Umhüllende als Bruchbedingung berührt, beschreibt  $\tau_{rel}$  den Abstand des augenblicklichen Spannungskreises von der Hüllkurve. Je geringer  $\tau_{rel}$  ist, desto größer ist die Sicherheit. Mit einem Wert von  $\tau_{rel, max.} = 0,1 [-]$  wird dementsprechend ein hohes Sicherheitsniveau nach ‚MOHR-COULOMBScher Betrachtungsweise‘ ausgewiesen. Die Abb. 6.4 a) und b) zeigen in diesem Zusammenhang die resultierenden und horizontalen Verschiebungen der Dichtwand bei Modellierung als Kontinuum.

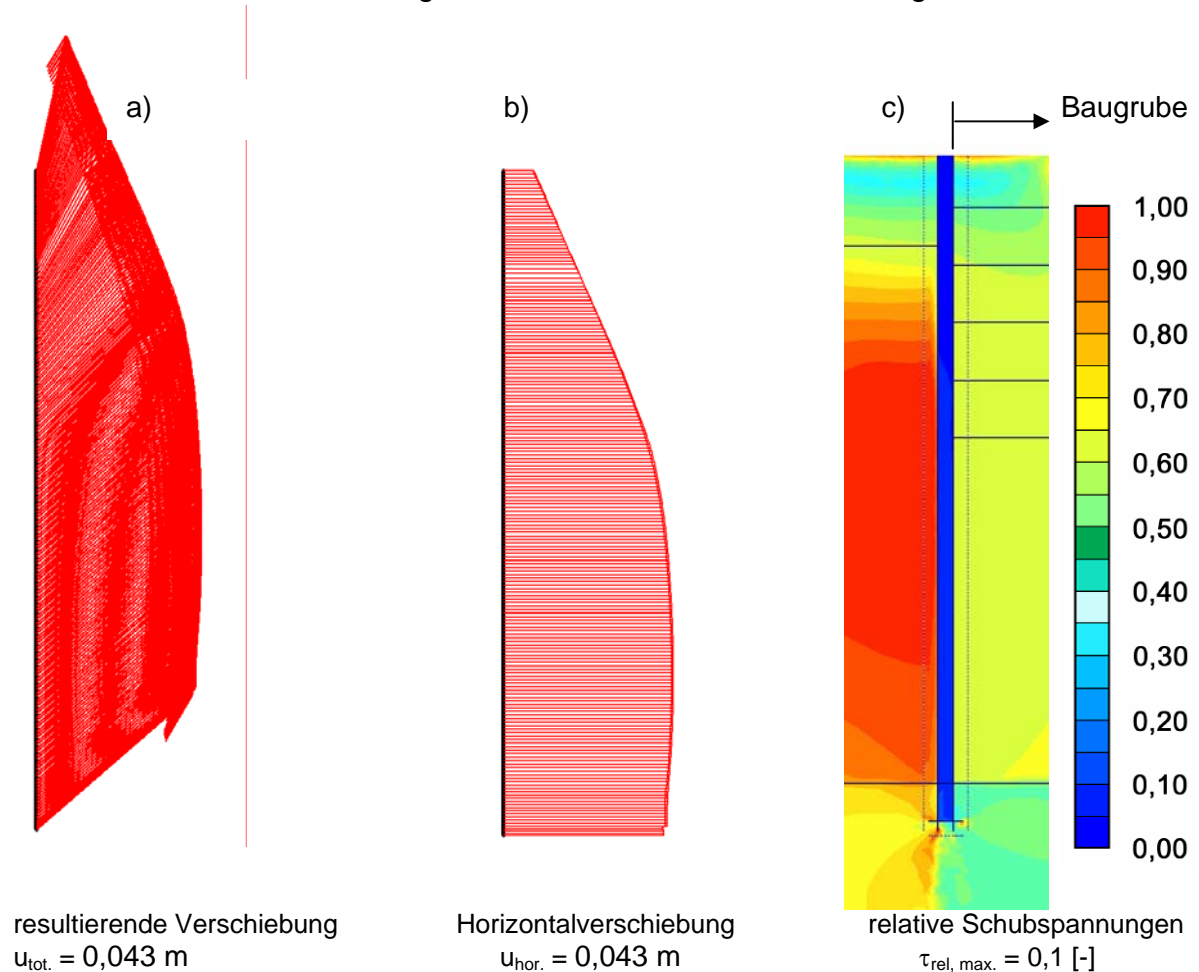


Abb. 6.4: a) resultierende Verschiebungen, b) horizontale Verschiebungen, c) relative Schubspannungen, Dichtwand als Kontinuum modelliert (Trogbauwerk im Endaushubzustand)



### Modellierung als Balken

In Abb. 6.5 a) bis d) sind die Verformungen und Beanspruchungen der Wand dargestellt, wie sie aus der Berechnung resultieren, bei der die Wand als Balken modelliert wurde. Die ausgewiesenen Verläufe des Biegemoments und der Querkraft entsprechen der Darstellung der ‚Umhüllenden‘ aller Bauphasen. Diese Darstellung wurde gewählt, da in den Einzelbauphasen teilweise größere Beanspruchungen als im Endzustand auftraten.

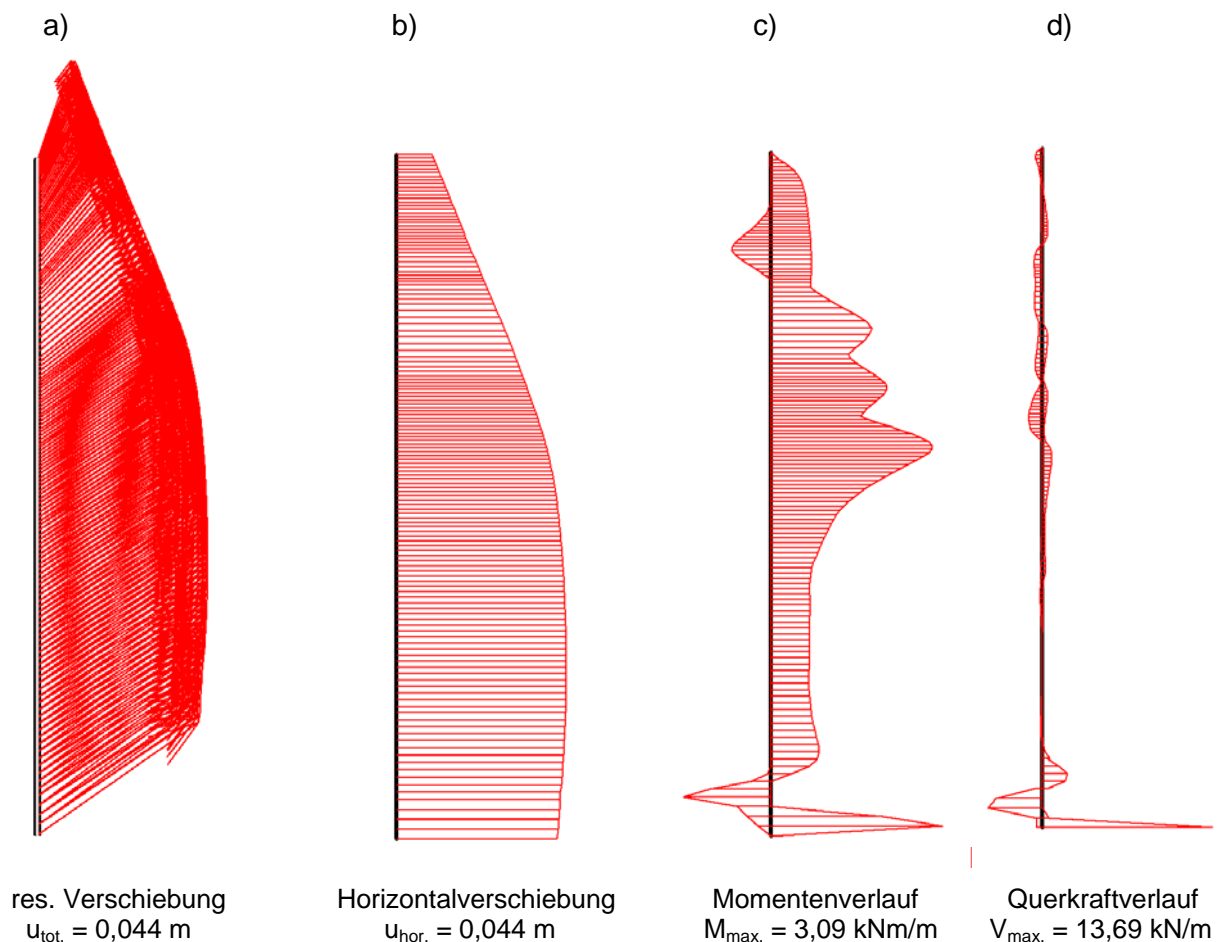


Abb. 6.5: a) resultierende Verschiebungen, b) horizontale Verschiebungen, c) Biegemomentenverlauf (Umhüllende aller Bauphasen), d) Querkraftverlauf (Umhüllende aller Bauphasen), Dichtwand als Balken modelliert (Trogbauwerk im Endaushubzustand)

Die Gegenüberstellung von Abb. 6.4 und Abb. 6.5 weist für die Kontinuums- und die Balkenmodellierung quasi identische Werte für die Größe und Verteilung der Verformungen der Dichtwand auf. Dementsprechend werden für beide Ansätze quasi identische Beanspruchungen der Dichtwand aus Erd- und Wasserdruck berechnet. In diesem Sinne ist somit die Vergleichbarkeit der verschiedenen Ansätze zur Modellierung der Dichtwand gegeben.

Während die Scherfestigkeitsbetrachtung auf der Grundlage des MOHR-COULOMBSchen Kriteriums in Abb. 6.4 c und der Wert der maximalen Querkraft  $V_{\text{max.}}$  in Abb. 6.5 d kein Versagen ausweisen, kann anhand des maximalen Biege-



moments in Abb. 6.5 c auf ein Versagen des unbewehrten Baustoffes *M I* geschlossen werden. In weiteren Iterationsschritten wurde daher der Abstand zwischen der Dichtwand und der ersten Berme vergrößert. Während die Maximalwerte der relativen Schubspannungen  $\tau_{rel}$  hierbei weiterhin absanken, konnte bei der Begrenzung des Biegemoments auf  $M_{Rd} = 2,05 \text{ kNm/m}$  keine sinnvolle Baugrubengeometrie generiert werden. Das größte Biegemoment trat stets am Schichtwechsel zwischen Sand und Geschiebemergel auf. Von der Ausführung einer derartigen Baugrube mit dem Baustoff *M I* ist abzuraten. Das größere Bemessungsmoment des unbewehrten Baustoffes *M II* gestattet die Realisierung der Baugrube (*Ergebnisse hier nicht dargestellt:  $M_{max} = 5,09 \text{ kNm/m}$  in Höhe des Schichtwechsels*). Grundsätzlich ist jedoch nochmals darauf hinzuweisen, dass das Biegezugversagen bei den unbewehrten Baustoffen mit dem sofortigen partiellen hydraulischen Versagen gleichzusetzen ist.

Um die Einsatzfähigkeit des unbewehrten Baustoffes *M I* zu verifizieren, wurde die in Abb. 6.3 beschriebene Deponiemaßnahme untersucht. Wiederum wurde die Modellierung der Dichtwand als Kontinuum und als Balken vorgenommen.

In einem ersten Schritt wurde eine mit einer Dichtwand umschlossene Abraumhalde mit einer praxisüblichen Höhe von  $h = 30 \text{ m}$  ( $\gamma_{Abfall} \cong 15 \text{ kN/m}^3$  nach KNOLL [2002]) betrachtet. Zwischen dem Fußpunkt der Aufhaldung und der Dichtwand wurde ein Abstand von  $5,0 \text{ m}$  angesetzt. Innerhalb des Dichtwandkastens wurde eine Grundwasserabsenkung um  $\Delta h = 1,0 \text{ m}$  berücksichtigt. Nachfolgende Abb. 6.6 gibt das System und die Ergebnisse für die Kontinuums- und die Balkenmodellierung wieder.

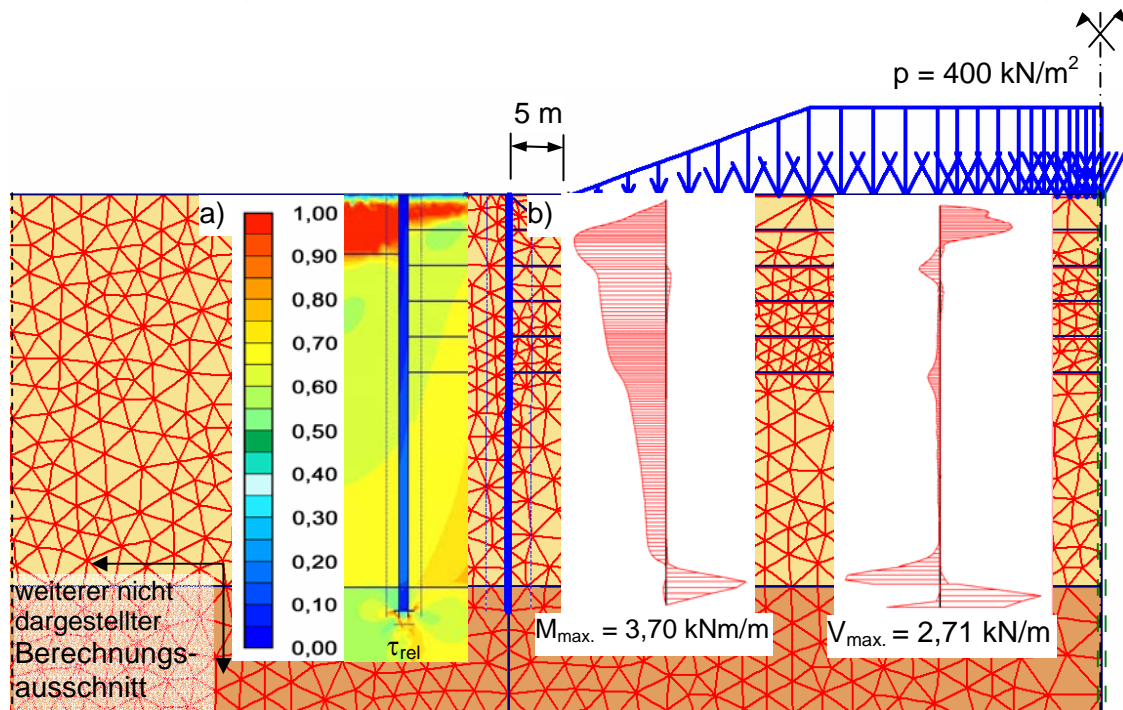


Abb. 6.6: Verwendetes System für Deponiebauwerk, Ergebnisse der Modellierung als Kontinuum (a) und als Balken (b) für eine Haldenlast von  $p = 400 \text{ kN/m}^2$

Anhand der Gegenüberstellung wird für die Dichtwand erkennbar, dass die Scherfestigkeitsbetrachtung mit  $\tau_{rel, max.} \cong 0,2 [-]$  und der Wert der maximalen Querkraft  $V_{max.}$  auf ein sehr hohes Sicherheitsniveau hinweisen, während die Höhe des maximalen Biegemoments  $M_{max.} = 3,70 \text{ kNm/m}$  ein Versagen des unbewehrten Baustoffes *M I*

( $M_{Rd} = 2,05 \text{ kNm/m}$ ) anzeigt. Im Folgenden wurden Iterationsrechnungen mit dem Ziel durchgeführt, die Last zu bestimmen, bei dem die MOHR-COULOMBSche Betrachtungsweise auf ein Versagen der Dichtwand hindeutet. Da der Bodenkörper jedoch grundsätzlich geringere Festigkeitskennwerte als die Dichtwand aufweist, konnte diese Last nicht bestimmt werden (siehe Abb. 6.7). Die Berechnungen mussten vielmehr bei einer Haldenlast von  $p = 750 \text{ kN/m}^2$  abgebrochen werden, da bei höheren Werten ein Totalversagen der Bodenstruktur erkennbar wurde. Für die Dichtwand wurde bei dieser Belastung mit  $\tau_{rel, max.} \cong 0,45 [-]$  ein immer noch hohes Sicherheitsniveau angezeigt. Der Maximalwert der Querkraft von  $V_{max.} = 36,04 \text{ kN/m}$  (Querkraftverlauf hier nicht dargestellt) weist ebenso einen deutlichen Abstand zum Bemessungswert  $V_{Rd}$  aus.

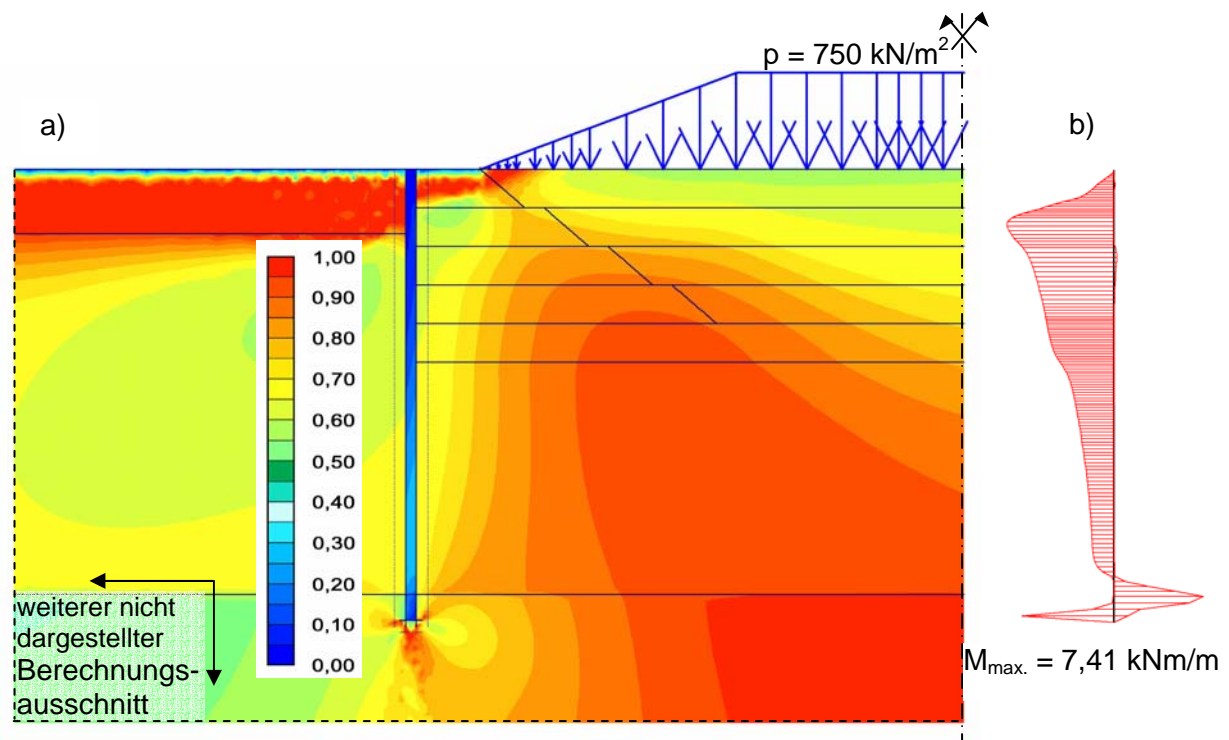


Abb. 6.7: Darstellung der relativen Scherspannungen  $\tau_{rel}$  (a) und Umhüllende der Biegemomente (b) für eine Haldenlast von  $p = 750 \text{ kN/m}^2$  (Deponiebauwerk)

Um abschließend zu bestimmen, welche Aufhaldung ohne ein Biegezugversagen der Dichtwand realisiert werden kann, wurde die Aufhaldungshöhe sukzessive reduziert. Hierbei erwies sich eine Haldenlast von  $p = 240 \text{ kN/m}^2$  ( $h \cong 16 \text{ m}$ ) als Maximalwert. Für diese Haldengeometrie wurden relative Scherspannungen in der Dichtwand von  $\tau_{rel, max.} \cong 0,1 [-]$  bzw. ein Maximalwert der Querkraft von  $V_{max.} = 1,48 \text{ kN/m}$  angezeigt (siehe Abb. 6.8).

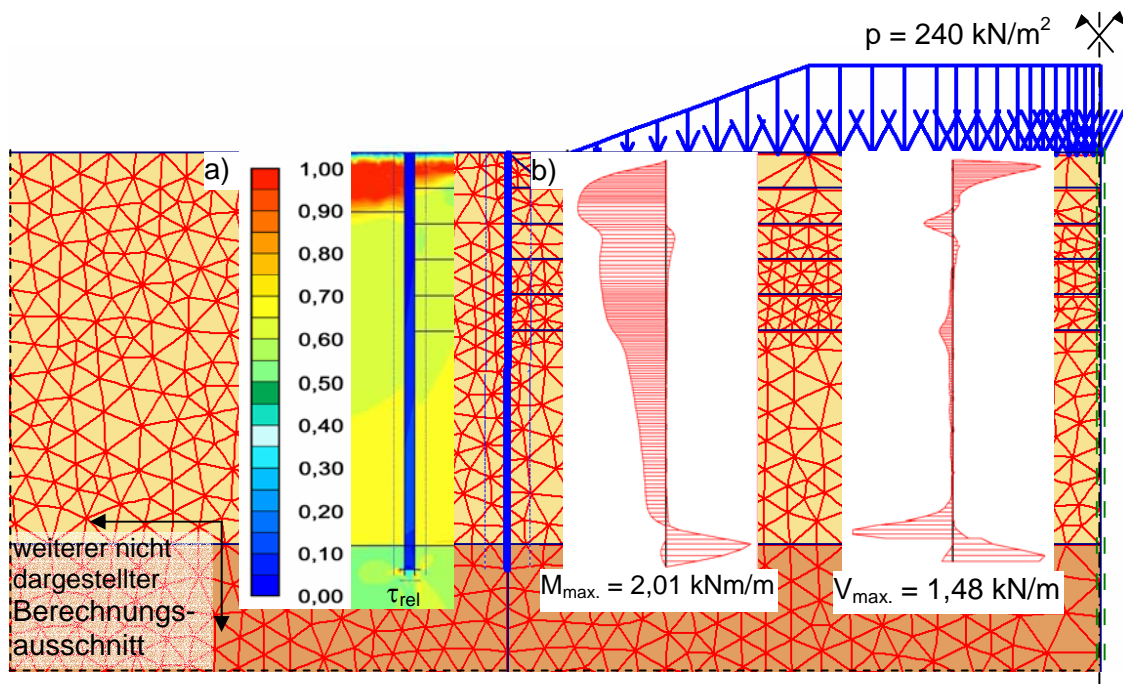


Abb. 6.8: Verwendetes System für Deponiebauwerk, Ergebnisse der Modellierung als Kontinuum (a) und als Balken (b) für eine Haldenlast von  $p = 240 \text{ kN/m}^2$

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass bei den vorgestellten Arten der Belastung die *maßgeblichen* Beanspruchungen der Dichtwand aus *Biegebelastungen* resultieren. Die in der Literatur und Praxis bislang als ausschließlich relevant erachteten *Scherbeanspruchungen* des Wandquerschnitts (siehe auch Kap. 3.5.2.3) bzw. die verwandten Beanspruchungen aus Querkraft sind dagegen als *nicht maßgebend* einzustufen. Im Interesse der mechanisch-hydraulischen Integrität wird daher empfohlen, geplante Dichtwandbauwerke auf ihre maßgebliche Beanspruchungsart hin zu untersuchen (*Bewertung der Verformungslinie!*) und ggf. eine Biegebemessung durchzuführen.

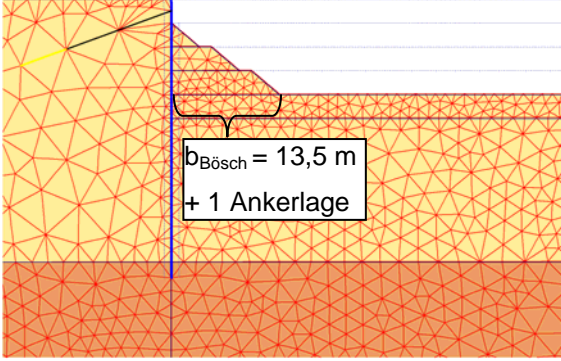
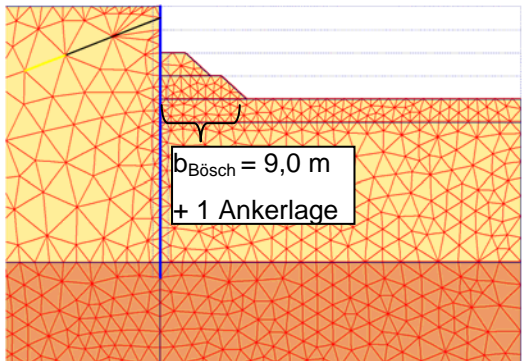
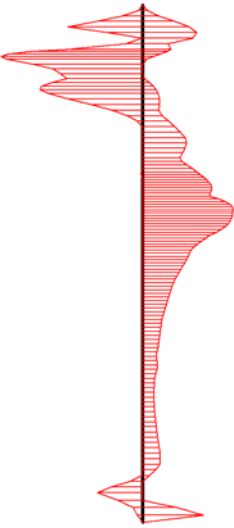
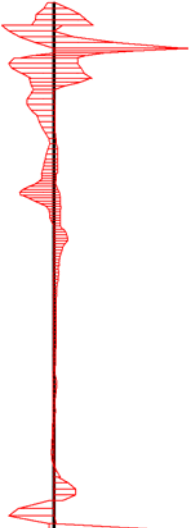
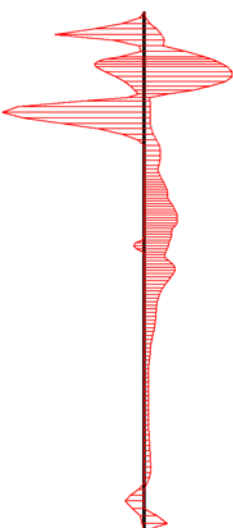
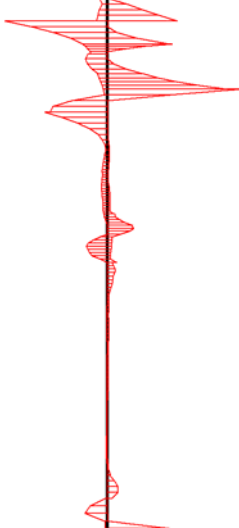
#### 6.4.2.2 Ermittlung der Baugrubengeometrien bei Ausnutzung der Bemessungsmomente

Im Rahmen der Vergleichsberechnungen zur Tragfähigkeit faserbewehrter DWM wurde das Trogbauwerk ‚optimiert‘. Das Ziel bestand darin, die Bemessungskenngrößen der faserbewehrten DWM auszunutzen. Hierzu wurde der baugrubenseitige Erdkeil bis zum Erreichen des Bemessungsmoments sukzessive reduziert. Die sich ergebenden Baugrubengeometrien und die ‚Umhüllenden‘ der Biegemomente und Querkräfte sind in Tab. 6.4 und Tab. 6.5 zusammengestellt.

Für die auf  $M /$  basierenden Verbundbaustoffe werden in Tab. 6.4 nur zwei Geometrien für die Fasergehalte von 0,25 Vol.-% und 1,0 Vol.-% angegeben. Diese unterscheiden sich lediglich durch die Anordnung einer Berme. Zur Ausnutzung der Bemessungsmomente ist eine zusätzliche Ankerlage vorzusehen. In der Folge verlagert sich der Ort des größten Biegemoments vom Schichtwechsel Sand-Geschiebemergel in Richtung Geländeoberkante. Theoretisch können auch für die Fasergehal-

te von 0,5 Vol.-% und 0,75 Vol.-% Abmessungen ausgewiesen werden. Diese sind jedoch wegen der geringen Differenzen zu den aufgezeigten Geometrien baupraktisch nicht relevant.

Tab. 6.4: Optimierte Baugrubengeometrien und Umhülle der Biegemomente und Querkräfte für die auf M I basierenden Verbundbaustoffe

M I_0,25 Vol.-%		M I_1,0 Vol.-%	
 <p><math>b_{\text{Bösch}} = 13,5 \text{ m}</math> + 1 Ankerlage</p>		 <p><math>b_{\text{Bösch}} = 9,0 \text{ m}</math> + 1 Ankerlage</p>	
Biegemoment	Querkraft	Biegemoment	Querkraft
			
$M_{\text{Rd}} = 7,71 \text{ kNm/m}$	$V_{\text{Rd}} = 420 \text{ kN/m}$	$M_{\text{Rd}} = 22,66 \text{ kNm/m}$	$V_{\text{Rd}} = 420 \text{ kN/m}$
$M_{\text{max.}} = 7,04 \text{ kNm/m}$	$V_{\text{max.}} = 14,7 \text{ kN/m}$	$M_{\text{max.}} = 18,62 \text{ kNm/m}$	$V_{\text{max.}} = 30,5 \text{ kN/m}$



Tab. 6.5: Optimierte Baugrubengeometrien und Umhüllung der Biegemomente für die auf M II basierenden Verbundbaustoffe

M II (maximal ausgenutzt)	M II_0,25 Vol.-%	M II_0,5 Vol.-%	M II_0,75 / 1,0 Vol.-%
$M_{Rd} = 7,0 \text{ kNm/m}$ $M_{max} = 6,4 \text{ kNm/m}$	$M_{Rd} = 27,4 \text{ kNm/m}$ $M_{max} = 23,5 \text{ kNm/m}$	$M_{Rd} = 31,5 \text{ kNm/m}$ $M_{max} = 30,0 \text{ kNm/m}$	$M_{Rd} = 41,9 \text{ kNm/m}$ $M_{max} = 41,3 \text{ kNm/m}$
$V_{Rd} = 2.472 \text{ kN/m}$ $V_{max} = 16,5 \text{ kN/m}$	$V_{Rd} = 2.472 \text{ kN/m}$ $V_{max} = 31,2 \text{ kN/m}$	$V_{Rd} = 2.472 \text{ kN/m}$ $V_{max} = 45,2 \text{ kN/m}$	$V_{Rd} = 2.472 \text{ kN/m}$ $V_{max} = 50,7 \text{ kN/m}$

Für die auf  $M //$  basierenden Verbundbaustoffe konnten aufgrund der größeren ‚Spreizung‘ der Bemessungsmomente differenziertere Baugrubengeometrien angegeben werden. Zum einen wurde für den unbewehrten Baustoff eine Annäherung des maximalen Biegemoments  $M_{max}$  an das Bemessungsmoment  $M_{Rd}$  durchgeführt. Die theoretisch erforderliche Breite der baugrubenseitigen Böschung konnte von  $b_{Bösch} = 23,5$  m auf  $b_{Bösch} = 18,5$  m reduziert werden. Bei Ausnutzung dieses Bemessungsmoments tritt mit dem Biegezugversagen das sofortige partielle hydraulische Versagen (durchgehender Trennriss) ein. Zum anderen konnte für die Verbundbaustoffe eine Optimierung der Baugrubengeometrie in Abhängigkeit vom Fasergehalt vorgenommen werden. Der Einbau der Ankerlagen und die optimierte Baugrubengeometrie führten wiederum zu einer Verschiebung des maximalen Biegemoments vom Schichtwechsel Sand-Geschiebelmörtel in Richtung Geländeoberkante. Zu betonen ist an dieser Stelle, dass durch die konservative Festlegung der Grenzen des Arbeitsvermögens  $D_{fl,II}^f$  in Kap. 5.8.4 eine erhebliche Sicherheit in den Bemessungsmomenten der Verbundbaustoffe enthalten ist. Somit ist hier das Erreichen des Bemessungsmoments nicht mit dem hydraulischen Versagen gleichzusetzen, da lediglich ein Anriss der Matrix, jedoch kein durchgehender Trennriss zu erwarten ist.

Die ermittelten Maximalwerte der Querkräfte erwiesen sich jeweils nicht als bemessungsrelevant und verifizieren somit die in Kap. 6.4.2.1 aufgestellte These, dass der Biegebemessung ein wesentlicher Stellenwert bei der Dimensionierung von Dichtwänden zukommt.

#### **6.4.2.3 Fazit des Berechnungen – Diskussion des Potentials faserbewehrter Dichtwandmassen**

Anhand des Aufhaldungsbeispiels wurde darauf hingewiesen, dass die Biegezugproblematik auch für Einphasen-Dichtwände im Bereich der Altlastensicherung relevant ist. Ferner lassen die durchgeführten Berechnungen am Trogbauwerk grundsätzlich erkennen, dass derartige Bauwerke nicht mit dem feststoffarmen Baustoff  $M /$ , sondern ausschließlich mit dem feststoffreichen Baustoff  $M //$  ausgeführt werden könnten. Somit ist der Vergleich der Baugrubengeometrien und dementsprechend des Einsparpotentials nur für den Baustoff  $M //$  statthaft. Das Einsparpotential beträgt bei gleich bleibender Nutzgrundfläche der Baugrube ca. 2.240 m<sup>2</sup> Dichtwandfläche. Dies entspricht ca. 11% der Ausgangsdichtwandfläche. Hieraus und aus dem Zugewinn an Dichtigkeit resultiert eine Verringerung der Pumpmenge von  $q \approx 55.380$  m<sup>3</sup>/a ( $k_{Sys} = 1 \times 10^{-08}$  m/s) auf  $q \approx 4.650$  m<sup>3</sup>/a ( $k_{Sys} = 1 \times 10^{-09}$  m/s).

Der Vorteil der Faserbewehrung wird auch dadurch deutlich, dass es bereits bei geringen Fasergehalten möglich ist, das Trogbauwerk mit dem deutlich *preiswerteren* feststoffarmen Baustoff  $M /$  auszuführen. Nach derzeitiger Marktlage (Stand 09/2004) entspricht der Materialpreis eines Verbundbaustoffes bestehend aus einer feststoffarmen DWM mit 230 kg/m<sup>3</sup> und Stahlfasern (0,5 Vol.-%) in etwa dem Materialpreis einer feststoffreichen DWM mit 400 kg/m<sup>3</sup>. Der grundlegende Vorteil besteht somit in der Möglichkeit der statischen Ertüchtigung bei sichergestellter rissbedingter Durchlässigkeit. Hierdurch steht der neue Verbundbaustoff erstmalig auch in finanzieller Konkurrenz zu den in Tab 6.6 aufgeführten Dichtwandssystemen der Einphasen-Dichtwand mit eingehängten Spundbohlen, der Einphasen-Dichtwand mit Kunststoffdichtungsbahn und zur Zweiphasen-Dichtwand.

Tab. 6.6: Kostenvergleich der Dichtwandsysteme (nach JÖRGER [2002])

Dichtwandsystem	Faktor
Einfache Rüttelschmalwand	1,0
MIP-Wand	1,8
Doppelte Rüttelschmalwand als Kammersystem	2,1
Temporäre Spundwand	1,5 - 2,0
Dauerhafte Spundwand	2,5 - 3,5
Feststoffarme Einphasendichtwand, d = 60 cm	1,5 - 2,5
Feststoffreiche Einphasendichtwand, d = 60 cm	2,5 - 3,5
Einphasendichtwand mit Kunststoffdichtungsbahn, d = 60 cm	3,0 - 4,0
Zweiphasendichtwand mit Erdbeton	4,0 - 5,0
Einphasendichtwand mit eingehängten Spundbohlen	5,0 - 6,0
Zweiphasendichtwand mit zementfreier Dichtwandmasse	7,5 - 8,0

Die angeführten Alternativ-Dichtwandsysteme können neben den finanziellen auch baupraktische Nachteile aufweisen. Während bei der Dichtwand ‚mit eingestellter Spundwand‘ die Dichtwand in den Dichthorizont einbindet, müssen die Tragelemente aus wirtschaftlichen und baubetrieblichen Gründen bei tiefen Dichtwänden auf die statisch erforderliche Länge begrenzt werden (siehe Abb. 6.1 a). In Hinsicht auf das Lastabtragungs- und das Verformungsverhalten erweist sich der erhebliche Steifigkeitsunterschied zwischen DWM und den Tragelementen i.d.R. als problematisch und kann zu Rissen unterhalb der Spundwände führen.

Bei dem Einsatz von Kunststofffolien haben sich in der Vergangenheit die Sicherstellung der Einbaulage und die Anbindung der Einzelelemente untereinander als sehr problematisch erwiesen, sodass das Verfahren nur einen sehr untergeordneten baupraktischen Stellenwert besitzt. Gemäß einer Recherche bei den bedeutendsten deutschen Spezialtiefbauunternehmungen wurden in den letzten acht Jahren keine Dichtwandgroßprojekte mit eingehängten Kunststofffolien ausgeführt.

Ein wesentlicher Nachteil des Zweiphasenverfahrens besteht darin, dass durch das Ziehen der Abschallrohre Fugen zwischen den einzelnen Lamellen bzw. Betonierabschnitten entstehen können. Diese Fugen stellen Problembereiche dar, da es hier beim Phasenaustausch zu Einschlüssen der Bentonitsuspension oder des Bodens kommen kann. Ebenso kann ein zu geringer Dichteunterschied zwischen der Stützflüssigkeit und dem Beton zu Imperfektionen führen, wenn die Stützflüssigkeit nicht vollständig verdrängt wird.

## **7. Schlussbetrachtungen**

### **7.1 Zusammenfassung**

Im Grundbau können Grundwasserströmungen durch die Erstellung vertikaler Barrieren beeinflusst bzw. unterbrochen werden. Als besonders wirtschaftlich und baupraktisch ausgereift ist die Herstellung von konventionellen Dichtwänden als Schlitzwand im Einphasen-Verfahren zu bezeichnen. Hierbei stützt die zunächst flüssige Dichtwandsuspension (DWS) den Schlitz und härtet anschließend zum eigentlichen Dichtelement aus.

Zur Sicherstellung der Abdichtungswirkung von Dichtwandbauwerken wird ein erheblicher finanzieller und gerätetechnischer Aufwand betrieben. Trotzdem geschieht die Umsetzung häufig mit einem hinter den Erwartungen zurückbleibenden Abdichtungserfolg. Die Relevanz der durchzuführenden Untersuchungen wurde in diesem Zusammenhang anhand der Gegenüberstellung der Wasserentsorgungskosten eines Trogbauwerkes bei Ansatz unterschiedlicher Randbedingungen verdeutlicht (Kapitel 2). Die Ursachen für die Durchlässigkeitsdiskrepanz waren bislang weitestgehend ungeklärt. Mit der vorliegenden Arbeit wird ein Beitrag zur Lösung der sich ergebenden Fragestellungen geleistet.

Zur Aufarbeitung der Problemstellung wurde der Stand der Technik zur Ausführung und Integrität von Einphasen-Dichtwänden erläutert (Kapitel 3). Hierbei wurden potentielle Ursachen für erhöhte Systemdurchlässigkeiten erörtert, quantifiziert und die jeweilige Relevanz analysiert. In der Ergebnisdiskussion konnte verdeutlicht werden, dass der Vermeidung durchgehender Trennrisse eine wesentlich größere Bedeutung zukommt, als bislang angenommen wurde. Das Risiko der mechanischen Überbeanspruchung von Einphasen-Dichtwänden konnte in diesem Zusammenhang anhand recherchierter Berechnungen und in situ Beobachtungen belegt werden. Eine Kompensation dieser Überbeanspruchung wurde bislang dem Selbstheilungsvermögen und der plastischen Verformbarkeit von Einphasen-Dichtwandmassen (DWM) zugeschrieben. Nach eigenen Voruntersuchungen ist dem jedoch nicht so. In der Konsequenz ist dem rissbedingten Integritätsverlust durch andere Maßnahmen entgegenzutreten. Ein kostengünstiger und dem ursprünglichen Gedanken der Duktilität von DWM entsprechender Ansatz ist der Einsatz einer Faserbewehrung. Diese These galt es durch eine fundierte Recherche zum Stand der Technik von Faserverbundbaustoffen und ein Grundsatzuntersuchungsprogramm an faserbewehrten DWM zu verifizieren.

Im Rahmen der Literaturlauswertung (Kapitel 4) konnte lediglich eine Quelle zur Faserbewehrung von DWM recherchiert werden. Diese Beimengung erfolgte jedoch zur Verbesserung des Austrocknungsverhaltens. Als artverwandtes Thema zur statischen Ertüchtigung ist die bislang in geringem Umfang erforschte Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen anzusehen. Ergänzend wurden einschlägige Literaturquellen für Böden und Betone recherchiert. Darauf aufbauend wurden die Eigenschaften der verschiedenen Materialien ausgewertet und in Hinsicht auf mögliche Übertragungsansätze analysiert. Insgesamt wurde deutlich, dass die der Arbeit



zugrunde liegende Thematik neu erschlossen wird und nur sehr begrenzte Übertragungsansätze bestehen.

Im Laborversuchsprogramm (Kapitel 5) wurde zwischen den Untersuchungen der rheologischen Eigenschaften im Suspensionszustand und den mechanisch-hydraulischen Eigenschaften im erhärteten Zustand differenziert. Bei der Erstellung des Versuchskonzepts wurde der Praxisrelevanz ein hoher Stellenwert eingeräumt.

Im Vorfeld der Untersuchungen war in Anmischversuchen eine reproduzierbare, homogene Faserverteilung in der DWS sicherzustellen. Hierzu waren neben neuen Algorithmen beim Anmischen der DWS und beim Homogenisieren der Fasern auch neue Methoden zur Bestimmung der Faserverteilung im Matrixbaustoff zu erarbeiten. Im Weiteren wurden die Anmischversuche genutzt, um die maximal realisierbaren Fasergehalte zu bestimmen.

Im Zuge der Bestimmung der Suspensionseigenschaften wurden z.T. erhebliche Einflüsse der Faserbewehrung auf die rheologischen Eigenschaften der Verbundbaustoffe festgestellt. Die Untersuchungen zeigten, dass die Verarbeitbarkeit der DWS durch den Faserzusatz negativ beeinträchtigt wird. Die grundsätzliche Ausführbarkeit bleibt jedoch bestehen. Eine Möglichkeit zum Einbau der Fasern in die DWS wurde in diesem Zusammenhang aufgezeigt. Ferner wurde darauf hingewiesen, dass die derzeitigen Versuche zur Charakterisierung konventioneller DWS für faserbewehrte DWS nur zum Teil einsetzbar sind. Hieraus ergeben sich Auswirkungen auf die Untersuchungen des Qualitätsmanagements.

Für die Untersuchung der Feststoffeigenschaften waren neben Standardversuchen aus der Bodenmechanik auch Versuche aus der Werkstoffkunde und Betontechnologie zu adaptieren. Hierbei hat sich gezeigt, dass Biegezugversuche sehr gut zur Charakterisierung faserbewehrter DWM geeignet sind. Sie sind jedoch als sehr zeit- und materialintensiv zu bewerten. Daneben wurden Spaltzugversuche und einaxiale Druckversuche durchgeführt, wobei letztgenannte u.U. als Indexversuche zur Substituierung von Biegezugversuchen in Betracht kommen.

Im Ergebnis der Feststoffuntersuchungen wurde festgestellt, dass sich die Eigenschaften erhärteter faserbewehrter DWM signifikant von den Eigenschaften konventioneller DWM unterscheiden. Da die traditionellen Auswertmöglichkeiten der Bodenmechanik die Eigenschaften der neuen Verbundbaustoffe nur unzureichend beschreiben können, wurde mit dem Arbeitsvermögen  $D$  ein neuer Kennwert eingeführt. Hierbei wird die Fläche unterhalb der gesamten Last-Verformungs-Kurve zur Charakterisierung der Duktilität gebildet. In der Folge erlaubt das Arbeitsvermögen eine ganzheitliche Betrachtungsweise des Spannungs-Verformungs-Verhaltens sowohl für den ungerissenen Zustand I als auch den gerissenen Zustand II. Die Untersuchungen zeigen, dass durch die Faserbewehrung eine erhebliche Steigerung der Duktilität bei einer ebenfalls gesteigerten Zugfestigkeit bewirkt wird. Ferner wird eine feiner verteilte Rissbildung und eine verminderte Rissfortpflanzung erreicht. In der Folge kann selbst bei Verformungen, bei denen konventionelle DWM bereits in Trennrissen vollständig versagt haben, die Restabdichtungswirkung sichergestellt werden.

Zusätzlich wurden Sonderversuche zur Simulation von in situ wirkenden Randbedingungen durchgeführt. Hierbei wurden die Einflüsse aushubbedingter Bodenbeimengungen, der Grundwassertemperatur und der Austrocknung belegt.

Im Zuge von Vergleichsberechnungen zur Tragfähigkeit des neuartigen Verbundbaustoffes wurde das der Problemstellung zugrunde liegende Beispielbauwerk wieder aufgegriffen und dimensioniert (Kapitel 6). Hierbei wurde festgestellt, dass bei der vorgestellten Art der Belastung die größten Beanspruchungen der Dichtwand aus Biegebelastungen resultieren. Diese Erkenntnis konnte auch bei einer anderen, einer Deponiemaßnahme nachempfundenen, Lastkonstellation bestätigt werden. Die in der Literatur bislang als ausschließlich relevant erachteten und in der Praxis zum Nachweis der Integrität verwendeten Scherbeanspruchungen des Wandquerschnitts sind dagegen als nicht maßgebend einzustufen. Im Interesse der mechanisch-hydraulischen Integrität wird daher empfohlen, Dichtwandbauwerke auf ihre maßgebliche Beanspruchung zu untersuchen und ggf. eine Biegebemessung durchzuführen. Für die Dimensionierung stahlfaserbewehrter DWM wurde ein Bemessungsalgorithmus vorgeschlagen. Im Ergebnis konnten die Vorteile einer Faserbewehrung verdeutlicht werden.

## **7.2 Ausblick**

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen liefern einen wesentlichen Beitrag zum besseren Verständnis von integritätsbeeinflussenden Parametern bei Einphasen-Dichtwänden. Mit der Faserbewehrung wurde auf der Grundlage von Laborversuchen eine Möglichkeit aufgezeigt, Einphasen-Dichtwände zum einen statisch zu ertüchtigen und zum anderen durchlässigkeitsrelevante Risse in ihrem Rissfortschritt zu begrenzen und somit dem rissbedingten Integritätsverlust entgegenzutreten. In zukünftigen Schritten gilt es, die bislang gewonnenen Ergebnisse durch weitere Laborversuche zu ergänzen und in einem in situ-Versuchsprogramm zu verifizieren. Im Anschluss bilden die insgesamt gewonnenen Erkenntnisse die Grundlage für die baupraktische Umsetzung faserbewehrter DWM.

Für den künftigen Forschungsbedarf werden in der Folge einige Anregungen gegeben:

### ***- Laborversuche und theoretische Betrachtungen***

Als zwingend für den Einsatz faserbewehrter DWM in Dauerbauwerken mit planmäßiger statischer Beanspruchung ist die Untersuchung des Kriechverhaltens anzusehen. Hierfür erscheinen gekoppelte Versuche zum Einfluss lang anhaltender Belastungen auf die Kriech-, Spannungs-Verformungs- und Durchlässigkeitseigenschaften als zielführend. Für die zugrunde liegende Problemstellung bieten sich Biegezugversuche und triaxiale Scherversuche an. KAYSER [1995] gab in diesem Zusammenhang Hinweise für die Untersuchung des Kriechverhaltens in triaxialen Scherversuchen. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit für die Durchlässigkeitsversuche im belasteten Zustand verwendete Versuchszelle ist so konzipiert, dass derartige Versuche ausgeführt werden können. Die entwickelte Versuchseinrichtung für Biegezugversuche gestattet ebenfalls die Einstellung eines Spannungs-Verformungs-Zustandes und somit die Untersuchung des Kriechverhaltens.

Für die Verwendung faserbewehrter DWM in kontaminierten Milieus gilt es, die chemische Langzeitstabilität durch Lagerungsversuche zu untersuchen. Anregungen können in diesem Zusammenhang SCHOLZ ET AL. [2003\_a] entnommen werden.

Im Zuge der vorliegenden Arbeit wurden zwei Matrixbaustoffe und zwei Fasertypen miteinander kombiniert. Drei der vier Kombinationsmöglichkeiten erwiesen sich als grundsätzlich geeignet. Auf der Grundlage dieser Basis könnten in künftigen Untersuchungen weitere Fasergeometrien und Matrixbaustoffen sowie die sich ergebenden Optimierungsmöglichkeiten untersucht werden.

Für die Bemessung von Verbundbaustoffen auf der Basis einer Kunststofffaserbewehrung existieren derzeit keine Ansätze. Hier ergibt sich ein besonderer theoretischer Forschungsbedarf, da im Rahmen der durchgeführten Laborversuche für kunststofffaserbewehrte DWS günstigere rheologische Eigenschaften als für stahlfaserbewehrte DWS abgeleitet wurden.

### **- in situ-Versuch**

Zum vollständigen Nachweis der baupraktischen Realisierbarkeit ist ein fundiertes in situ-Versuchsprogramm durchzuführen. Hierbei gilt es, die Verteilung der Fasern in den Matrixbaustoffen festzustellen und aus den Ergebnissen Folgerungen abzuleiten. Der folgende Konzeptentwurf ist als Minimalumfang anzusehen:

- chargenweise Mischversuche mit Baustellenmischern in Abhängigkeit der rheologischen Kennwerte der DWS, des Fasermaterials und des Fasergehaltes
- Abteufen von Einzelstichen in Abhängigkeit der rheologischen Kennwerte der DWS, des Fasermaterials und des Fasergehaltes
- Ausführung und Beprobung von Dichtwandprobekästen (DWK)
- Aufbringen einer seitlichen Belastung bei abgesenktem Grundwasserspiegel im DWK - anhand der Pumpmengen kann auf Integrität geschlossen werden

Die einzelnen Versuchsschritte sollten chronologisch bearbeitet werden und jeweils den Erkenntnissen des vorherigen Schrittes Rechnung tragen. Unter Umständen sind Modifikationen an der Gerätetechnik bzw. Neuentwicklungen erforderlich, die die Sicherstellung einer homogenen Faserverteilung im Schlitz begünstigen. Als Anregung für ein ggf. notwendiges nachträgliches Einmischen von Fasern in die DWS könnte der von KAYSER [1995] erwähnte `Mischrahmen` zur nachträglichen Erhöhung des Feststoffgehaltes genutzt werden.

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit faserbewehrter DWM ergibt sich bei überschnittenen Bohrpfahlwänden. Hier könnte die faserbewehrte DWM an Stelle des Betons in den unbewehrten Pfählen eingesetzt werden und somit zu einer erheblichen Schonung der Bohrgeräte, Erhöhung der Arbeitsleistung und -genauigkeit sowie letztendlich zur Kostenersparnis aufgrund geringerer Materialkosten beitragen.

## 8. Literaturverzeichnis

- Adnan, M.  
Liersch, L.  
Schwarz, W.      Qualitätsüberprüfung bei Einphasendichtwänden, Ergänzende Methoden zur Abschätzung der Dichtwandqualität am Beispiel ausgewählter Projekte, 9. Deponie- und Dichtwandseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Nr. 63, 2000
- Allan, M. L.  
Kukacka, L. E.      In-situ containment and stabilization of buried waste, Annual report, TTP No. CH3-211-01, Energy Efficiency and Conservation Division, Department of Applied Science, Brookhaven National Laboratory, Associated Universities, Inc., 1993
- Allan, M. L.  
Kukacka, L. E.      Permeability and microstructure of plain and polypropylene fibre reinforced grouts, Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 4, pp. 671 – 681, 1994
- Allan, M. L.  
Kukacka, L. E.      Permeability of microcracked fibre reinforced containment barriers, Waste Management, Vol. 15, No. 2, pp. 171 – 177, 1995\_a
- Allan, M. L.  
Kukacka, L. E.      Strength and durability of polypropylene fibre reinforced grouts, Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 3, pp. 511 – 521, 1995\_b
- Balaguru, P.N.  
Shah, P.S.      Fiber-reinforced cement composites, 1992
- Ben Yin Zhu      Faserbetone mit Polyacrylnitrilfasern, Dissertation an der TH Darmstadt, 1993
- Bishop, A. W.      Diskussionsbeitrag in: Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice. Butterworths, London, 1963
- Blinde, J.      Modellversuche an Dichtwandmassen zur Beurteilung der Korrosionseigenschaften, des Diffusionsverhaltens und der Langzeitbeständigkeit von Einphasendichtwänden gegenüber kontaminierten Wässern, Dissertation an der RWTH Aachen, 1991
- Bollrich      Technische Hydromechanik, Band 1, Verlag Bauwesen, Berlin, 2000
- Bonzel, J.      Biegezug- und Spaltzugfestigkeit von Beton, Betonverlag, Düsseldorf, 1965

- Brauns, J.                      Wirksamkeit unvollkommener Abdichtungswände unter Stau-  
bauwerken. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmecha-  
nik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe,  
1978
- Breinlinger, F.                Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen  
sowie Be- und Entlastungsvorgängen, Mitteilung Nr. 30, Institut  
für Geotechnik, Universität Stuttgart, 1989
- Breitsprecher, G.  
Trunk, U.                      Qualitätssicherung bei der Herstellung von Soilcrete-Sohlen, 11.  
Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für  
Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr.  
74, S. 249 - 270, 2004
- Brinkgreve, R.                Plaxis Professional Version 8: Reference Manual. Lisse: A.A.  
Balkema Publishers, 2002
- Brinkmann, A.                Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von ton-zement-  
gebundenen Dichtwandmaterialien für das Zweiphasen-  
Verfahren, Dissertation an der ETH Zürich, Heft Nr. 13915, 2000
- Budelmann, H.                Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf die Festigkeit und Verfor-  
mung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten, Disser-  
tation an der TU Braunschweig, 1987
- Clear, C.A.                    Leakage of cracks in concrete-summary of work to date, Internal  
publication. Construction Research Department, Cement and  
Concrete Association, 1985
- Clear, C.A.                    The effects of autogenously healing upon the leakage of water  
through cracks in concrete, Cement and concrete association,  
Technical report 559, 1995
- Cordes, H.  
Bick, D.                      Zum Flüssigkeitstransport an Trennrissen, Beton- und Stahlbe-  
tonbau 86, 1991
- Curbach, M.  
Baumann, L.  
Jesse, F.  
Martius, A.                    Textilbewehrter Beton für die Verstärkung von Bauwerken, Be-  
ton, 8/2001
- DAfStb                        Richtlinie Stahlfaserbeton, in Vorbereitung
- DAfStb                        Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, Heft  
416, 1991
- DAfStB                        Dichtschichten aus hochfestem Faserbeton (Lemberg, M.),  
Dichtheit von Faserbetonbauteilen (Wörner, J, Imhof-Zeitler, C.),  
DAfStB Heft 465, 1996

Dahl, J.	Stahlfaserbeton aus der Sicht eines Bauunternehmens, in Stahlfaserbeton – Ein unberechenbares Material?, Braunschweiger Bauseminar November 2002, Heft 164 der Schriftenreihe des iBMB der TU Braunschweig, 2002
Davidson, R. R. Denise, G. Findlay, B. Robertson, R. B.	Design and construction of a plastic concrete cutoff wall for the Island Coper Mine, Slurry Walls, Design, Construction and Quality Control, ASTM STP, 1129, 1992
Deuse, Th. Kühner, U. Plack, H. Schneider, G.	Baustoffgemenge für eine Europäische Patentanmeldung, Patentblatt 2003/02
Deuse, Th. Plack, H.	Baugrubenverbau mit Dichtwandfertigmischungen, 11. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 74, S. 421 - 426, 2004
Deutscher Betonverein	DBV Sachstandsbericht: Faserbeton mit synthetischen organischen Fasern, 1996
Deutscher Betonverein	DBV Merkblatt: Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton (1991, überarbeitet 1996)
Deutscher Betonverein	DBV Merkblatt: Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau (1992, überarbeitet 1996)
Deutscher Betonverein	DBV Merkblatt: Stahlfaserbeton, Fassung Oktober 2001
Deutscher Betonverein	DBV Merkblatt: Technologie des Stahlfaserspritzbetons (1992, überarbeitet 1996)
Deutscher Betonverein	Wasserbeanspruchte Baukörper aus Beton, 1996
Deutscher Betonverein	Merkblatt zur Begrenzung der Rissbreiten im Stahl- und Spannbetonbau, 1986
DGGT	GDA – Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Hrsg.: DGGT, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997
Dietrich, J. Märten, A. Feeser, V.	Chemische Beständigkeit von Dichtwandmassen gegenüber schadstoffhaltigen Sickerwässern, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 74, S. 335 - 354, 2004

- Dörendahl, K. Das Tragverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen als Ausfachung von Baugrubenwänden, Dissertation an der Bergischen Universität Wuppertal, Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen, Bericht Nr. 27, 2004\_a
- Dörendahl, K.  
Pulsfort, M. Das Tragverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen als Ausfachung von Baugrubenwänden, 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TA Esslingen, S.383-390, 2004\_b
- Dornstädter, J. Sensitive monitoring of embankment dams, in: Repair and upgrading of dams, Symposium in Stockholm, June 5-7, S. 259-268, Stockholm, 1996
- Düllmann, H.  
Heitfeld, K. H. Geotechnische Anforderungen an vertikale Dichtungselemente für Mülldeponien, 1985
- Evans, J.  
Costa, M.  
Cooley, B. The state of stress in soil-bentonite slurry trench cutoff walls, ASCE Speciality Conference on characterization, Contamination, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics, The Geoenvironment 2000, ASCE Geotechnical Special Publication Nr. 46, 1995
- Falkner, H. Risse in Stahl- und Spannbetonbauten – Theorie und Praxis, Referat der Studientagung des SIA, ETH Lausanne, 1977
- Falkner, H. Fugenloser Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, 1984
- Falkner, H. Gründungen von Großprojekten im Grundwasser - Stahlfaserbeton für Unterwasserbetonsohlen, VDI-Berichte 1246, 1996
- Falkner, H. Stahlfaserbeton – ein unberechenbares Material?, Braunschweiger Bauseminar 2002, Heft 164 des iBMB der TU Braunschweig, 2002
- Falkner, H.  
Teutsch, M. Leistungsklassen von Stahlfaserbeton, Heft 144 des iBMB der TU Braunschweig, 1999
- Feeser, V.  
Mürdel, J. Diskrepanz zwischen mechanischem und hydraulischem Versagen mineralischer Dichtwandmassen, Meyniana, Veröffentlichungen aus dem Institut für Geowissenschaften der Universität Kiel, Band 52, 2000
- Fischer, H.-M. Lehrbuch der Bauphysik, 4. Auflage, Teubner Verlag, Stuttgart, 1997
- Friedrich, W.  
Ruppert, F.-R. Qualitätssichernde messtechnische Maßnahmen im Dichtwandbau, 9. Deponie- und Dichtwandseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Nr. 63, 2000

- Führen, F.  
Prahtel, R.      Stahlfaserbeton auf dem Weg zur Normung, Beton 4/1999
- Geil, M.      Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation an der TU Braunschweig, 1987
- Gossow, V.      Altlastensanierung – Genehmigungsrechtliche, bautechnische und haftungsrechtliche Aspekte, Bauverlag GmbH, 1992
- Grathwohl, P.      Quantifizierung des diffusiven und advektiven Transports ausgewählter organischer Schadstoffe in mineralischen Dichtwänden, Untersuchungsbericht des Geologischen Instituts der Universität Tübingen, 1995
- Griffith, A. A.      The phenomena of rupture and flow in solids, Philosophical Transaction, Royal Society of London, Vol. 221, 1920
- Grim, R.      Clay Mineralogy, 2. Auflage, McGraw-Hill Book Company, New York, 1968
- Grimm, R.      Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 477, Berlin, 1997
- Grunert, J. P.      Stahlfaserbeton – Querschnittsbemessung auf Biegung, unveröffentlichte Berechnung des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, 2004
- Hannant, D.J.      Fibre Cements and Fibre Concretes, Chichester Wiley, 1978
- Hartwich, K.      Zum Riss- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug, Dissertation an der TU Braunschweig, 1986
- He, G.      Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft 34, 1991
- Heitfeld, M.      Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen, Dissertation an der RWTH Aachen, 1989
- Henne, J.      Zur Bewehrung von Bodenschichten durch den Einsatz zugfester Geokunststoffe, Mitteilung 34 des Instituts für Geokunststoffe, Stuttgart, 1995
- Heumann, A.      Studie zu möglichen Fehlstellenursachen bei Dichtwänden, Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 2003 (unveröffentlicht)



- Hillerborg, A.  
Modeer, M.  
Peterson, P. E.      Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976
- Imhof-Zeitler, C.      Fließverhalten von Flüssigkeiten in durchgehend gerissenen Betonkonstruktionen; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 460, Berlin, 1996
- Interessenverband Geokunststoffe      Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, 1994
- Irwin, G. R.      Fracturing of metals, American Soc. of Metals, Cleveland, Ohio, 1948
- Jennwein, C.-M.      Verstärkungsfasern mit modifizierten Faserendgeometrien, Dissertation an der Universität Stuttgart, 1999
- Jessberger, H.L.      Handbuch für die Einkapselung von Altablagerungen, Materialien zur Altlastenbearbeitung, Band 4, Hrsg. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, 1989
- Jörger, R.      Rüttelschmalwände, Stand der Technik und Anwendungsgrenzen, 10. Deponie- und Dichtwandseminar, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 69, 2002
- Kaplan, M. F.      Crack propagation and the fracture of concrete, ACI Journal, Vol. 58, Nov. 1981
- Kayser, J.      Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1995
- Kellner, C.  
Scheibel, B.      Innovative Sicherungsmaßnahmen für Deponien – Ausführung der Kammerdichtwand Deponie Vorketzin, 11. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 74, S. 305 - 317, 2004
- Kézdi, Á      Handbuch der Bodenmechanik, Band 3, Bodenmechanisches Versuchswesen, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1973
- Kilchert, H.  
Karstedt, J.      Schlitzwände als Trag- und Dichtungswände, Bd. 2, Standsicherheitsberechnungen von Schlitzwänden nach DIN 4126, Beuth Verlag, 1984
- Knoll, A.      Prognosemodelle für Setzungen des Untergrunds norddeutscher Haldendeponien, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1995

- Kordina, K. Brandschutzforschung im Betonbau – Ergebnisse aus den letzten Jahren. Vorträge der DBV-Arbeitstagung „Forschung“ am 7.11.1996 in Wiesbaden, DBV, 1996
- Krischer, O.  
Kast, W  
Kützing, L. Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik, 3. Auflage, Springer-Verlag, Berlin / Heidelberg / New York, 1978  
Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone, Forschung für die Praxis, B.G. Teubner Stuttgart, Leipzig, Wiesbaden, 2000
- Kützing, L.  
König, G. Duktiler Hochleistungsbeton mit Fasercocktail, Bautechnik, 2/2001
- Kützing, L.  
König, G. Mit einem Fasercocktail zur Duktilität von Druckgliedern aus Hochleistungsbeton, Bautechnik, 2/1998
- Lin, Y. Tragverhalten von Stahlfaserbeton, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Heft 28, 1996
- Locher, F.W. Chemie des Zementsteins und der Hydratationsprodukte, Zementtaschenbuch, 1984
- Lohrmann Massivbau Baustofftechnologie Karlsruhe Heft 33, 1998
- Lomize, G.M. Water flow in jointed rocks, (Original Russisch) in Godenergoizdat, 1951
- Louis, C.  
Leussink, H. Strömungsversuche in klüftigen Medien und ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen im Fels, Karlsruhe: Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, in: Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Nr. 30, 1967
- Märten, A. Dichtwand-Fertigmischungen – Eine „Black Box“, 11. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 74, S. 355 - 362, 2004
- Maybaum, G.,  
Kayser, J.,  
Rodatz, W.  
Mehlhorn Spannungsberechnungen überschütteter Dichtwände. Mtlg. des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, Heft 10, 1993  
Der Ingenieurbau – Werkstoffe, Elastizitätstheorie, 1997
- Meissner, H. Baugruben: Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 3, in geotechnik Heft 1, Verlag Glückauf, S. 44 – 56, 2002
- Meseck, H. Mechanische Eigenschaften von mineralischen Dichtwandmassen, Dissertation an der TU Braunschweig, 1987

- Morgenstern, N.  
Tahmasseeb, I.      The stability of slurry trench in cohesionless soils, Geotechnique, 15 (4), pp. 387-955, 1965
- Müller, M.      Ein Berechnungsverfahren für Faserbeton unter Biegung und Normalkraft, Institut für Massivbau, TH Darmstadt, 1992
- Naamann, A.E.      Fasern mit verbesserter Haftung, Beton- und Stahlbetonbau, 4/2000
- Nussbaum, G.  
Vißmann, H.-W.      Faserbeton, Schriftenreihe „Spezialbetone“, Band 2, 1999
- Österreichische  
Vereinigung für  
Beton- und Bau-  
technik      Richtlinie Faserbeton, 2002
- Poiseuille, J.L.M.      Experimental investigations upon the flow of liquids in tubes of very small diameter, Lancaster, Pennsylvania: Lancaster Press, 1940
- Preiß, O.,  
Amann, P.      Polyvinylalkoholfaser bewehrtes Dichtwandmaterial für das Zweiphasenverfahren, 11. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 74, S. 427 - 437, 2004
- Rommel, G.      Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, DAfStB, Heft 444, 1994
- Reuschel, J.D.      Untersuchungen der Faseranordnung natürlicher Faserverbunde und Übertragung der Ergebnisse auf technische Bauteile mit Hilfe der FEM, Wissenschaftliche Berichte / Forschungszentrum Karlsruhe, Technik und Umwelt, 1999
- Riese, A.      Innovative Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung, Heft 136 des iBMB der TU Braunschweig, 1997
- RILEM      Recommendations of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fiber reinforced concrete;  $\sigma$ - $\varepsilon$  design Method, Materials and structures, Vol. 33, Nr. 226, 2000
- Ripphausen, B.      Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen, Dissertation an der RWTH Aachen, 1989
- Rodatz, W.  
Oltmanns, W.      Durchlässigkeit und Spannungs- Verformungs-Verhalten faserbewehrter Böden für Deponieabdichtungssysteme, Forschungsbericht, Braunschweig, 1994

- Rogner, J. Modelle zur Beständigkeitsbewertung von Dichtwandmassen auf der Basis von Lagerungsversuchen, Mittellungen des IGBE der Universität Hannover, Heft 37, 1993
- Rosenbusch, J.  
Teutsch, M. Elementwände aus Stahlfaserbeton, Heft 136 des iBMB der TU Braunschweig, 1997
- Schanz, T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. In: Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart. Stuttgart : Eigenverlag, Heft 45, 1998
- Schlötzer, C.  
Müller-Kirchenbauer, H.  
Friedrich, W. Prognose und Kompensation von Filtratverlusten bei der Herstellung von Einphasen-Schlitzwänden, Bautechnik 74, Heft 8, 1997
- Schlötzer, C. Feststoffverlagerungen in Dichtungsschlitzwänden. In: Mitteilungen des IGBE der Universität Hannover. Hannover : Eigenverlag, Heft 40, 1994
- Schlötzer, C. Filtrationsverhalten von Dichtsuspensionen an flüssigkeitsgestützten Erdwänden. In: Mitteilungen des IGEB der Universität Hannover. Hannover : Eigenverlag, Heft 42, 1995
- Scholz, Chr. Selbstheilungsvermögen von Einphasen-Dichtwandmassen bei in situ wirkenden Randbedingungen, 3. Österreichische Geotechniktagung am 26. und 27. Februar 2001 in Wien, Österreichischer Ingenieur- und Architektenverein, S. 199 - 214, 2001
- Scholz, Chr.  
Bergs, Th. Qualitätssicherung von Dichtwandbaustellen, TIEFBAU, S. 424 - 428, 2001
- Scholz, Chr.  
Rosenberg, M.  
Dietrich, J.  
Märten, A. Laborative Eignungsprüfungen von Einphasen-Dichtwandmassen, Geotechnik, 26, Verlag Glückauf GmbH, Essen, S. 33-41, 2003\_a
- Scholz, Chr.  
Rosenberg, M.  
Dietrich, J.  
Märten, A. Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes an Einphasen-Dichtwandmassen - Untersuchungen zur aktualisierten DIN 18130-1, Bautechnik, 80, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 90-97, 2003\_b
- Scholz, Chr.  
Rosenberg, M.  
Stahlmann, J. State of the art in permeability tests of single-phased cut-off walls, Land Contamination & Reclamation, Volume Twelve: Number One, January 2004, pp. 1 - 8, 2004\_a
- Scholz, Chr.  
Rosenberg, M.  
Schmolke, R. Hydraulische Funktionskontrolle von Dichtwandbauwerken, 11. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 74, S. 381 - 399, 2004\_b

- Schröder, S.  
Schulz, Th.      Zur Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens durch Laborflügelsondierungen, 2. Österreichische Geotechniktagung, 22. und 23. Februar 1999 – Tagungsbeitrag, Wien, 1999
- Schubert, L.      Müssen Bauwerke aus wasserundurchlässigem Beton rissefrei sein?, Bauplanung – Bautechnik, 1987
- Schulz, Th.      Einfluß der Temperatur auf Dichtwandmassen, 8. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 56, S. 59-75, 1998
- Schwaighofer, B.  
Knaak, B.  
Ottner, F.  
Fröschl, H.      Untersuchungen über die Beständigkeit von Schmalwandmaterialien unter dem Einfluss von kontaminierten Wässern. Auftraggeber: Bundesministerium für Umwelt, Jugend und Familie und Magistrat der Stadt Wien, Schriftenreihe der Sektion III, Band 34, 1996
- Schweizerischer  
Ingenieur- und Ar-  
chitekten-Verein      Richtlinie SIA 162/6; Stahlfaserbeton, 1999
- Seitz, J. M.  
Hass, S.      Gefräste Dichtwände im Einphasenverfahren“, Bautechnik 70. Jahrgang Heft 8, S. 451-461, 1993
- Sellner, R.  
Reichel, W.      Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Herstellung einer Einphasendichtwand, 10. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 69, S. 391 – 414, 2002
- Semprich, S.  
Mauerhofer, M.  
Völkner, R.      Umschließung der Hausmülldeponie „Am Ziegelofen“ in St. Pölten, Ergebnisse von Untersuchungen im Zuge der Herstellung einer Einphasenschlitzwand, 8. Braunschweiger Deponieseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 56, 1998
- Strobl, T.      Einsatz von Dichtwänden an der Brombachtalsperre, Dichtwände und Dichtsohlen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 23, 1987
- Suzuki, T.  
Takiguchi, K.  
Die, Y.  
Kimura, K.      Leakage of gas through cracked concrete walls, Zürich: Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, ETH-Hönggerberg, 1987 in: IABSE Reports Vol55 (1987), S. 175-180 IABSE Symposium Paris-Versailles 1987, Concrete structures for the future, 1987
- Teutsch, M.  
Gossla, U.      Kellerwände aus Stahlfaserbeton, Antrag auf allgemeine bauaufsichtliche Zulassung im Auftrag der BEKAERT Deutschland GmbH, 1998 (unveröffentlicht)

- |                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| Teutsch, M.<br>Gossila, U.            | Kellersohlplatten aus Stahlfaserbeton, Antrag auf allgemeine bauaufsichtliche Zulassung im Auftrag der BEKAERT Deutschland GmbH, 1998 (unveröffentlicht)   |
| Tsai, Jiin-Song<br>Chang, Jia-Chyi    | Three-dimensional stability analysis for slurry-filled trench wall in cohesionless soil, Can. Geotech. J. 33: pp. 798 – 808, 1996  |
| Tsukamoto, M.                         | Untersuchung zur Durchlässigkeit von faserfreien und faserverstärkten Betonbauteilen mit Trennrissen, Dissertation, TH Darmstadt, 1991   |
| Verein Deutscher<br>Zementwerke e.V.  | Zement, Taschenbuch 2000, 49. Ausgabe; Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2000  |
| Völkel, W.<br>Riese, A.<br>Droese, S. | Neuartige Wohnhausdecken aus Stahlfaserbeton ohne obere Bewehrung, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, 1998  |
| Walraven, J.<br>Grünwald, S.          | Normung, Forschung und Anwendung des Stahlfaserbetons in den Niederlanden, in Stahlfaserbeton - Ein unberechenbares Material?, Braunschweiger Bauseminar 2002, Heft 164 des iBMB der TU Braunschweig, 2002   |
| Walz, B.<br>Prager, J.                | Der Nachweis der äußeren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände nach der Elementscheibentheorie, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der TU Berlin, Heft 14, 1978  |
| Walz, B.<br>Pulsfort, M.              | Die Flüssigkeitsstützung von Erdwänden bei Schlitz- und Dichtwandtechniken, in Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Müller-Kirchenbauer, Mitteilung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, 1994 |
| Wittke, W.                            | Felsmechanik, Grundlagen für wirtschaftliches Bauen in Boden und Fels, Springer Verlag, 1984   |
| Yannopoulos, P.J.                     | Variation of concrete crack widths through the concrete cover to reinforcement, Magazine of concrete research 41, No. 147, 1989  |
| Zitzelsberger, T.<br>Mandl, J.        | Vorbericht zum neuen DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“, Beton 1/2002   |

## Anhang

Im vorliegenden Anhang wird eine Hilfestellung zur Ableitung des Bemessungsmoments  $M_{Rd}$  für stahlfaserbewehrte DWM gegeben. Hierbei wird auf eine von GRUNERT [2004] zur Verfügung gestellten Bemessungsaufgabe zurückgegriffen. Weitere Anregungen können ggf. dem DBV-Heft Nr. 7 [2004] entnommen werden.

Bei der von GRUNERT [2004] durchgeführten Bemessung wird von einem Bauteil mit bekannten Werten des Querschnitts, der Betonfestigkeit und der Faserbetonklasse ausgegangen. Die Dehnungsverteilung mit der zugehörigen Spannungsverteilung ist in Abb. A.1 dargestellt. Hierbei wird die von schlaff bewehrten Betonbauteilen bekannte lineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt zugrunde gelegt. Entsprechend der Regelungen des Stahlbetonbaus wird die Stauchung der Druckzone auf einen Maximalwert von  $\varepsilon = -3,5\text{‰}$  und die Dehnung der Zugzone auf  $\varepsilon = 25\text{‰}$  begrenzt. Die Spannungsverteilung wird im Druck- und Zugbereich bis zu einer Dehnung von  $\varepsilon = \pm 3,5\text{‰}$  als Parabel-Rechteck-Verlauf angenommen. Im Zugbereich ist ein geradliniger Verlauf angesetzt.

Die Bemessung ist iterativ durchzuführen. Hierbei wird zugrunde gelegt, dass in der Randfaser des Zugbereichs im Zustand der Tragfähigkeit eine Dehnung von  $\varepsilon = 25\text{‰}$  erreicht wird. Für die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons ist folglich  $f_{ctd,II}^f$  anzusetzen. Die Stauchung im Druckbereich und dementsprechend der Wert der Druckspannung  $f_{cd}$  ist iterativ so zu ermitteln, dass ein Kräftegleichgewicht am Gesamtquerschnitt sichergestellt wird. Bei der Bemessung faserbewehrter DWM wurden die im Stahlfaserbetonbau üblichen Teilsicherheitsbeiwerte für die Bestimmung der Designwerte angesetzt (siehe hierzu auch DBV [2001]).

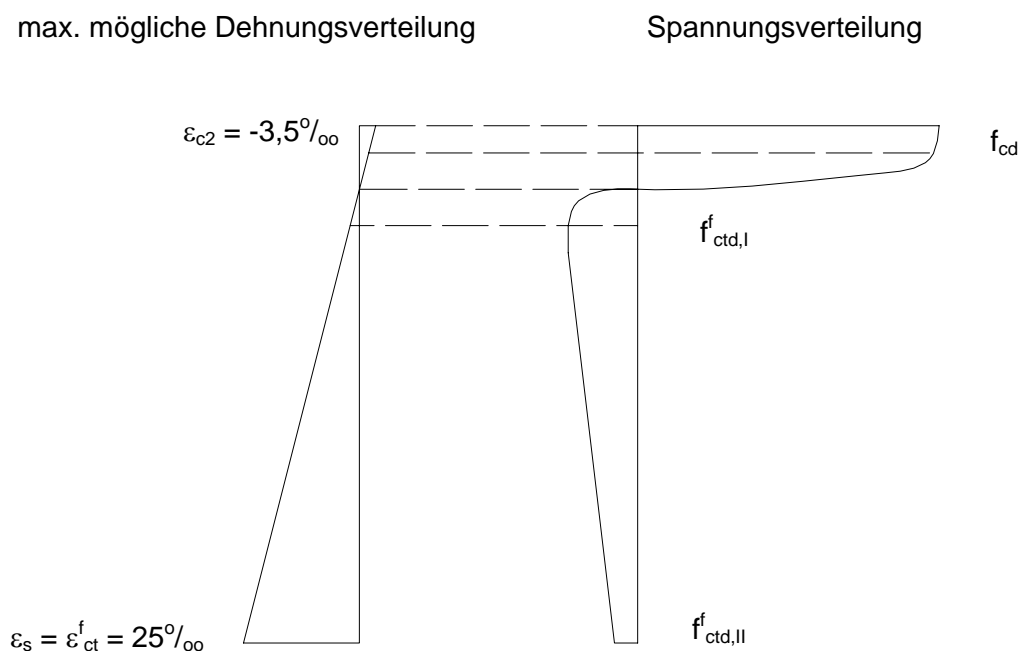


Abb. A.1: Maximal mögliche Dehnung und Berechnungsansatz eines Stahlfaserbauteils

Anhand der Spannungen können die einzelnen Kraftgrößen für die Ermittlung des Bemessungsmoments  $M_{Rd}$  iterativ bestimmt werden. In Abb. A.2 ist eine beispielhafte Verteilung der angreifenden Kräfte inklusive der sich aus den Dehnungen und Abmessungen des Bauteilquerschnitts ergebenden Hebelarme dargestellt.

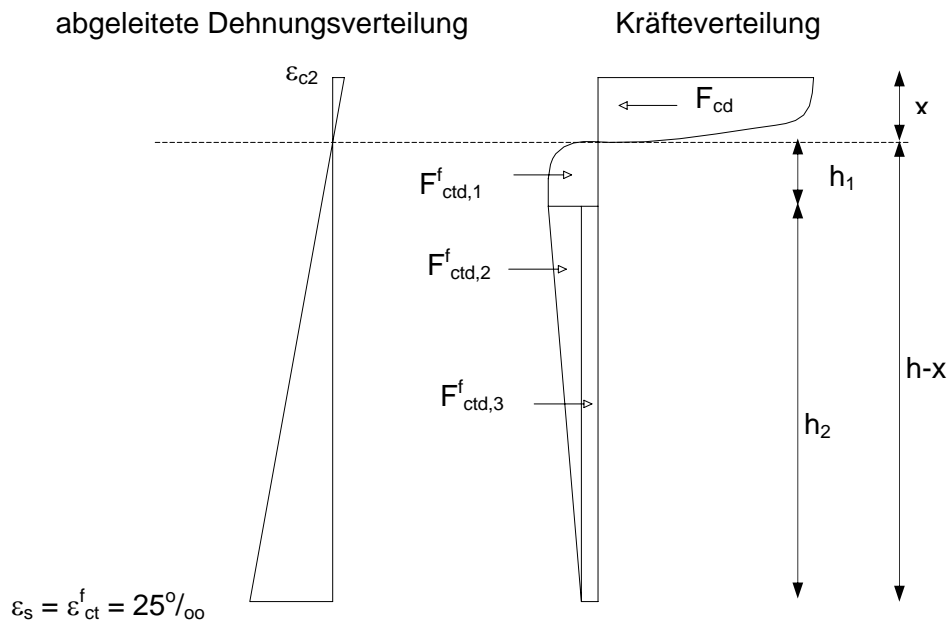


Abb. A.2: Beispielhafte Verteilung der angreifenden Kräfte

Die Druckkraft  $F_{cd}$  ergibt sich in der Folge zu:

$$F_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R \cdot b \cdot x$$

mit:  $\alpha_R$  = Kennwert der Biegedruckzone für den Rechteckquerschnitt [-]

$$\text{für } \varepsilon_{c2} < 2 \text{ ‰ gilt: } \alpha_R = \varepsilon_{c2} \cdot (6 - \varepsilon_{c2}) / 12$$

$$\text{für } \varepsilon_{c2} > 2 \text{ ‰ gilt: } \alpha_R = (3 \cdot \varepsilon_{c2} - 2) / (3 \cdot \varepsilon_{c2})$$

$b$  = Breite des Bauteils [m]

$x$  = Druckzonenhöhe [m]

$$x = \frac{|\varepsilon_{c2}| \cdot h}{|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{c2}^f}$$

$h$  = Dicke des Bauteils [m]

$\varepsilon_{c2}$  = geschätzte Betonstauchung im Druckbereich [‰]

$\varepsilon_{c2}^f$  = angenommene Stahlfaserbetondehnung im Zugbereich [‰]

$h - x$  = Zugzonenhöhe [m]



Die Zugkraft  $F_{ctd}^f$  ergibt sich zu:

$$F_{ctd}^f = F_{ctd,1}^f + F_{ctd,2}^f + F_{ctd,3}^f$$

Die Berechnung der Zugkraft im Parabel-Rechteck-Bereich ergibt sich zu:

$$F_{ctd,1}^f = f_{ctd,I}^f \cdot \alpha_R \cdot b \cdot h_1$$

mit:  $h_1$  = Abstand [m] vom Dehnungsnullpunkt bis zur Stahlfaserbetondehnung von  $\varepsilon_{ct,3.5}^f = 3,5\text{‰}$

$$h_1 = \frac{|\varepsilon_{ct,3.5}^f| \cdot h}{|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{c2}^f}$$

Für den Rechteckbereich ist die Zugkraft folgendermaßen zu berechnen:

$$F_{ctd,2}^f = f_{ctd,II}^f \cdot b \cdot h_2$$

mit:  $h_2$  = Abstand [m] von der Stahlfaserbetondehnung  $\varepsilon_{ct,3.5}^f = 3,5\text{‰}$  bis  $\varepsilon_{c2}^f = 25\text{‰}$

und ergibt sich zu:  $h_2 = h - x - h_1$

Im Dreiecksbereich wird die Zugkraft mit der nachstehenden Formel berechnet:

$$F_{ctd,3}^f = (f_{ctd,I}^f - f_{ctd,II}^f) \cdot b \cdot h_2 / 2$$

Die für die Berechnung notwendigen Druck- und Zugkräfte sind somit bekannt. Die Iteration der Stauchung im Druckbereich erfolgt bis zum Erfüllen der Gleichgewichtsbedingung  $F_{cd} = F_{ctd}^f$ . Anschließend kann mit den so ermittelten Kraftgrößen die Berechnung des Bemessungsmoments  $M_{Rd}$  vorgenommen werden. Hierfür werden die Kraftgrößen mit den jeweiligen Hebelarmen multipliziert (siehe Abb. A.3):

$$M_{Rd} = F_{cd} \cdot e_1 + F_{ctd,1}^f \cdot e_2 + F_{ctd,2}^f \cdot e_3 + F_{ctd,3}^f \cdot e_4$$

### Kräfteverteilung

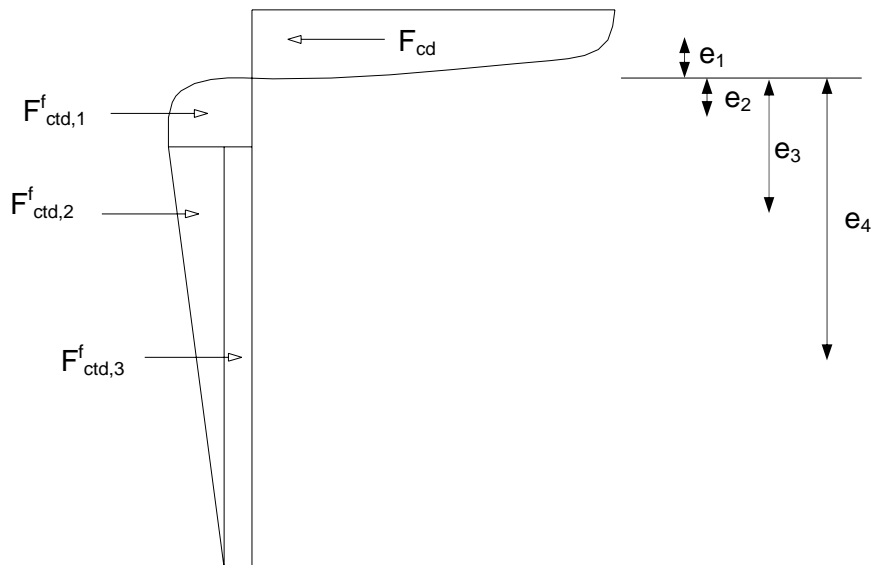


Abb. A.3: Kräfteverteilung für die Bestimmung des Bemessungsmoments  $M_{Rd}$

Als Momentennullpunkt wird die Dehnungsnulllinie des Bauteilquerschnitts gewählt. Die sich aus der iterativ berechneten Dehnungsverteilung ergebenden Hebelarme  $e_1$  bis  $e_4$  der verschiedenen Kraftgrößen sind wie folgt zu berechnen:

$$e_1 = x - k_a \cdot x$$

mit:  $k_a$  = Beiwert zur Berücksichtigung der Parabelform auf der Druckseite

$$e_2 = h_1 - k_a^f \cdot h_1$$

mit:  $k_a^f$  = Beiwert zur Berücksichtigung der Parabelform auf der Zugseite

$$e_3 = h_1 + h_2 / 3$$

$$e_4 = h_1 + h_2 / 2$$